



# Effect of stress rotation on the behavior of clays

Khaldoun Nasreddine

## ► To cite this version:

Khaldoun Nasreddine. Effect of stress rotation on the behavior of clays. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2004. English. NNT : . pastel-00000957

**HAL Id: pastel-00000957**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00000957>**

Submitted on 20 Dec 2004

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THÈSE

*présentée pour l'obtention du diplôme de*

**DOCTEUR**  
*de*

L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

*Spécialité : Géotechnique*

*par*

**Khaldoun NASREDDINE**

*Sujet de thèse :*

**EFFET DE LA ROTATION DES CONTRAINTES SUR LE  
COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX**

**présentée à Champs-sur-Marne le 23 février 2004**

**devant le jury composé de :**

<b>I. Shahrour</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>D. Levacher</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>H. Di Benedetto</b>	<b>Examineur</b>
<b>E. Den Haan</b>	<b>Examineur</b>
<b>Ph. Reiffsteck</b>	<b>Examineur</b>
<b>J.-P. Magnan</b>	<b>Directeur de thèse</b>

## REMERCIEMENTS

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire se sont déroulés au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) à Paris. Mes remerciements s'adressent tout d'abord à la direction de cet établissement, et notamment à Monsieur Jacques Roudier, directeur, pour avoir mis à ma disposition les moyens nécessaires au bon déroulement de cette thèse.

Je remercie tout particulièrement les personnes avec lesquelles j'ai étroitement collaboré et qui m'ont fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire de laboratoire :

- Monsieur Jean-Pierre Magnan, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur Technique au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, qui a dirigé cette thèse et dont les précieuses orientations et conseils m'ont soutenu tout au long de mes recherches. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

- Monsieur Philippe Reiffsteck, chargé de recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et conseiller d'études de cette thèse, qui n'a pas cessé de m'encourager et de me prodiguer ses conseils efficaces. Ce travail n'existerait pas sans son aide et sa bienveillance. Je tiens à lui exprimer ma vive reconnaissance et ma sincère gratitude.

- Messieurs Jean-Paul Stempfelet et Jean-Louis Tacita, Techniciens Supérieurs au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, qui m'ont aidé dans la réalisation de la partie expérimentale avec une parfaite maîtrise et une bienveillante attention. Qu'ils veuillent accepter mes vifs remerciements et le témoignage de ma profonde admiration.

Je remercie vivement les membres du jury de soutenance de cette thèse :

- Monsieur Isam Shahrour, Professeur à l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille, d'avoir accepté, au milieu de ses multiples tâches, d'être rapporteur de ce mémoire et auquel je rends un hommage particulier pour ses conseils efficaces qui m'ont été très fructueux.

- Monsieur Daniel Levacher, Professeur à l'Université de Caen, qui m'a fait l'honneur d'en être rapporteur malgré ses lourdes tâches et ses nombreuses occupations.

- Monsieur Hervé Di Benedetto, Professeur à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat et responsable du Laboratoire Geomatériaux, d'avoir accepté d'être examinateur de mon travail.

- Monsieur Evert Den Haan, chargé de recherche à Geodelft en Hollande, qui a accepté d'en être examinateur. Cette thèse a été, en partie, le résultat d'une collaboration entre le LCPC et GeoDelft à travers Monsieur Den Haan qui a été le représentant. Je lui exprime ma plus vive reconnaissance.

J'exprime aussi mes chaleureux remerciements à Monsieur Emmanuel Bourgeois, chef de la Section du Calcul des Ouvrages Géotechniques au LCPC, pour ses remarques précieuses et ses conseils importants.

Je tiens à remercier mes amis Thésards et mes collègues de la division MSRGI dont la sympathie a rendu mon séjour au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées encore plus agréable.

Enfin, je tiens à remercier profondément mes parents et ma famille pour leur soutien et leurs encouragements incessants.



## **Résumé :**

Ce travail de thèse est issu de l'analyse des sollicitations complexes appliquées au sol à proximité des ouvrages de génie civil tels que les fondations, les tunnels, les murs de soutènements ou les remblais. Il consiste en une étude expérimentale de l'influence de la rotation des contraintes sur le comportement à la rupture de sols fins à l'aide d'un appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Ce comportement n'est pas pris en compte de façon explicite dans les modèles de calcul. Le travail a consisté à valider les modèles de comportement utilisés classiquement pour ces types de sollicitations et d'en proposer éventuellement la modification.

La recherche comporte trois parties :

- une étude bibliographique préliminaire sur les recherches réalisées en laboratoire et en place sur la rotation des contraintes et son influence sur le fonctionnement des ouvrages,
- une étude expérimentale en laboratoire avec l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses et avec des appareils triaxiaux classiques (essais sur sols argileux),
- un travail d'interprétation des résultats et de modélisation de ces expériences. L'objectif final est d'améliorer la loi de comportement des sols fins développée au LCPC depuis 1983 et de la valider sur les essais réalisés. L'application à trois ouvrage-types est finalement présentée.

## **Mots clés**

Mécanique des sols, argiles naturelles, anisotropie, rotation des contraintes principales, essais de laboratoire, triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses, éléments finis, modélisation numérique.

## **Abstract :**

This thesis deals with the effect of the principal stress rotation on the behavior of natural soils. The importance of this parameter is based on many observations on the state of stress nearby geotechnical constructions such as foundations, tunnels, retaining walls and embankments. The purpose of this report is to investigate the phenomenon by performing sophisticated stress path using the LCPC hollow cylinder apparatus. This behavior is not taken into consideration in numerical modeling. The work consists of validating classical soil constitutive models for several types of stress paths and proposing some modifications.

The research includes three main parts:

- a bibliographic study of laboratory and in situ research work concerning the rotation of principal stress and its effect on the behavior of constructions
- an experimental program using the hollow cylinder apparatus as well as standard triaxial tests;
- an analysis of the results and a numerical simulation of the experiments. The final goal is to improve the fine soils behavior law which has been developed in the LCPC since 1983. The application of our conclusions is finally presented for three types of construction.

## **Keywords**

Soil mechanics, natural clay, anisotropy, rotation of principal stress, laboratory tests, hollow cylinder apparatus, finite element, numerical simulation.

## NOTATIONS ET FORMULES

### *Lettre latines*

B	: Coefficient de Skempton
b	: paramètre caractérisant la contrainte principale intermédiaire, $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$
c	: cohésion
C <sub>c</sub>	: indice de compression
C <sub>s</sub>	: indice de gonflement
D <sub>e</sub>	: diamètre extérieur de l'éprouvette
D <sub>i</sub>	: diamètre intérieur de l'éprouvette
d <sub>max</sub>	: diamètre des plus gros grains du sol
e	: indice des vides
E	: module de Young
E <sub>i</sub>	: module tangent initial
E <sub>m</sub>	: module pressiométrique Ménard
epsV	: déformation verticale
F <sub>z</sub>	: force axiale
h <sub>0</sub>	: hauteur initiale de l'éprouvette
I <sub>L</sub>	: indice de liquidité [(w <sub>L</sub> -w <sub>P</sub> )/I <sub>P</sub> ]
I <sub>P</sub>	: indice de plasticité (w <sub>L</sub> -w <sub>P</sub> )
J	: raideur de la membrane
J <sub>1</sub> , J <sub>2</sub> , J <sub>3</sub>	: premier, deuxième et troisième invariants $J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ , $J_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1$ , $J_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$
K <sub>0</sub>	: coefficient de pression des terres au repos [ $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$ ]
M	: pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q)
M <sub>t</sub>	: couple de torsion
n	: porosité
p	: contrainte moyenne, $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
P <sub>e</sub>	: pression extérieure à l'éprouvette
P <sub>i</sub>	: pression intérieure à l'éprouvette
p <sub>l</sub>	: pression limite du sol
q	: déviateur, $q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$
r <sub>o</sub>	: rayon moyen initial de l'éprouvette
R <sub>e</sub>	: rayon extérieur de l'éprouvette
R <sub>i</sub>	: rayon intérieur de l'éprouvette
s	: contrainte moyenne de Lambe, [ $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ]
Sr	: degré de saturation
t	: contrainte déviatorique de Lambe, [ $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ]
u	: pression interstitielle

$U_{cp}$	: contrepression
$V_{BS}$	: valeur bleu de méthylène
$w$	: teneur en eau
$w_L$	: limite de liquidité
$w_P$	: limite de plasticité

### *Lettres grecques*

$\alpha$	: angle de rotation des contraintes
$\delta_h/h_0$	: déformation axiale
$\varepsilon_1, \varepsilon_z$	: déformation axiale
$\varepsilon_3, \varepsilon_r$	: déformation radiale
$\varepsilon_\theta$	: déformation orthoradiale
$\varepsilon_{\theta z}$	: déformation tangentielle, [ $\varepsilon_{\theta z} = \gamma_{\theta z}/2$ ]
$\varepsilon_{vol.}$	: déformation volumique
$\phi$	: angle de frottement interne
$\phi'$	: angle de frottement interne effectif
$\gamma$	: poids volumique du sol
$\gamma_{\theta z}$	: distorsion
$\nu$	: coefficient de Poisson
$\theta$	: angle de Lode
$\rho$	: masse volumique du sol
$\rho_d$	: masse volumique du sol sec
$\rho_s$	: masse volumique des grains solides du sol
$\rho_w$	: masse volumique de l'eau
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure
$\sigma_n$	: contrainte normale
$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$	: contraintes axiale, radiale et orthoradiale
$\sigma'_{vo}$	: contrainte verticale effective en place
$\tau$	: contrainte de cisaillement
$\tau_{\theta z}$	: contrainte tangentielle de cisaillement
$\psi$	: angle de dilatance

# SOMMAIRE

<b><u>Introduction générale</u></b> .....	1
<b><u>Chapitre 1. Panorama des techniques expérimentales en mécanique des sols</u></b> .....	5
<b>1.1- Généralités</b> .....	5
<b>1.2- Essais en place</b> .....	6
1.2.1 Essais de pénétration .....	8
1.2.2 Essais de cisaillement .....	8
1.2.3 Essais d'expansion .....	10
1.2.4 Conclusion .....	13
<b>1.3- Essais en laboratoire</b> .....	15
1.3.1 Essai triaxial de révolution .....	15
1.3.2 Essai à l'appareil triaxial vrai .....	26
1.3.3 Essai de cisaillement direct .....	32
1.3.4 Essai de cisaillement simple .....	37
1.3.5 Essai de cisaillement directionnel .....	41
1.3.6 Synthèse .....	42
1.3.7 L'appareil de torsion et la rotation des contraintes .....	43
<b>1.4- Conclusion</b> .....	75
<b><u>Chapitre 2. La presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC</u></b> .....	79
<b>2.1- État de contrainte dans un essai de compression-torsion</b> .....	80
2.1.1 État de contrainte dans un essai de compression-torsion .....	80
2.1.2 État de déformation .....	83
2.1.3 Contraintes principales .....	86
2.1.4 Angle de rotation des contraintes principales .....	86
2.1.5 Paramètres de contrôle des contraintes .....	87
<b>2.2- Matériel d'essai</b> .....	89
2.2.1 Le chargement axial .....	90

2.2.2	La contrainte de torsion .....	91
2.2.3	La contrainte radiale et la contre-pression d'eau interstitielle .....	91
2.2.4	La pression intérieure .....	92
2.2.5	La cellule .....	93
2.2.6	Les mesures des paramètres de l'essai .....	97
2.2.7	Conditionnement des signaux .....	102
2.2.8	Étalonnage des capteurs .....	102
2.2.9	Matériel informatique .....	104
<b>2.3-</b>	<b>Procédures d'essai .....</b>	<b>108</b>
2.3.1	Définition du chemin de contrainte .....	109
2.3.2	Synthèse des chemins tirés de la bibliographie .....	113
2.3.3	Construction du programme d'essai .....	114
2.3.4	Description des modules d'essai .....	115
2.3.5	Corrections .....	124
<b>2.4-</b>	<b>Préparation et montage des éprouvettes .....</b>	<b>128</b>
2.4.1	Prélèvement .....	128
2.4.2	Préparation des éprouvettes .....	134
2.4.3	Montage de l'éprouvette .....	137
<b>2.5-</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>140</b>
<b><u>Chapitre 3. Études expérimentales</u></b>	<b>.....</b>	<b>143</b>
<b>3.1-</b>	<b>Lois de comportement .....</b>	<b>143</b>
3.1.1	Comportement élastique .....	146
3.1.2	Comportement élastoplastique .....	147
3.1.3	Prise en compte de la rotation des contraintes .....	155
3.1.4	Synthèse .....	156
<b>3.2-</b>	<b>L'argile de Guiche .....</b>	<b>160</b>
3.2.1	Site expérimental .....	160
3.2.2	Campagne de reconnaissance .....	161
3.2.3	Essais œdométriques .....	162
3.2.4	Essais triaxiaux .....	163
3.2.5	Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses .....	166
3.2.6	Synthèse et conclusion .....	171
<b>3.3-</b>	<b>L'argile de la Trémie Pasteur – Rouen .....</b>	<b>172</b>
3.3.1	Présentation du projet de la Trémie Pasteur .....	173

3.3.2	Programme des essais .....	175
3.3.3	Caractéristiques du sol .....	175
3.3.4	Campagne de prélèvement .....	176
3.3.5	Essais d'identification .....	177
3.3.6	Essais œdométriques .....	182
3.3.7	Essais triaxiaux .....	185
3.3.8	Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses .....	204
3.3.9	Synthèse .....	210
<b>3.4-</b>	<b>L'argile Oostvaardersplassen .....</b>	<b>212</b>
3.4.1	Site d'Almere .....	213
3.4.2	Campagne de prélèvement .....	213
3.4.3	Essais d'identification .....	213
3.4.4	Essais œdométriques .....	218
3.4.5	Essais triaxiaux .....	221
3.4.6	Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses .....	231
3.4.7	Synthèse .....	243
<b>3.5-</b>	<b>Conclusions .....</b>	<b>248</b>
<b><u>Chapitre 4. Modélisation de la rotation des contraintes</u></b>	<b>.....</b>	<b>253</b>
<b>4.1-</b>	<b>Généralités .....</b>	<b>253</b>
<b>4.2-</b>	<b>Modélisation numérique de l'essai triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses .....</b>	<b>255</b>
4.2.1	Modèle utilisé .....	256
4.2.2	Les conditions aux limites .....	257
4.2.3	Chargement .....	258
4.2.4	Détermination des paramètres .....	259
4.2.5	Modélisation numérique .....	260
4.2.6	Conclusion .....	265
<b>4.3-</b>	<b>Étude d'une Fondation superficielle .....</b>	<b>266</b>
4.3.1	Étude du comportement des sols autour d'une fondation superficielle à l'aide d'essais grandeur réelle .....	266
4.3.2	Étude du comportement des sols autour d'une fondation superficielle à l'aide de modèles physiques .....	271
4.3.3	Étude d'une fondation superficielle par la méthode des éléments finis .....	272
4.3.4	Conclusions .....	284
<b>4.4-</b>	<b>Étude d'un Remblai .....</b>	<b>285</b>
4.4.1	Modèle numérique .....	285

4.2.2	Caractéristiques du sol .....	286
4.3.3	Chargement .....	287
4.4.4	Analyse des résultats .....	287
4.4.5	Conclusion .....	293
<b>4.5-</b>	<b>Étude numérique de parois moulées instrumentées sur le chantier</b>	
	<b>de la « Trémie Pasteur » .....</b>	<b>293</b>
4.5.1	Description du projet .....	294
4.5.2	Phases des travaux .....	295
4.5.3	Caractéristiques du sol .....	295
4.5.4	Maillage et préparation des calculs .....	297
4.5.5	Calcul et résultats .....	298
4.5.6	Étude de la rotation des contraintes .....	302
4.5.7	Conclusions .....	306
<b>4.6-</b>	<b>Synthèse et conclusions .....</b>	<b>306</b>
	<b><u>Conclusion générale</u> .....</b>	<b>309</b>
	<b><u>Références bibliographiques</u></b>	



# **Introduction générale**

## Introduction générale

L'un des grands sujets de la recherche en mécanique des sols est l'étude de la réponse des sols aux sollicitations qu'on leur impose. De nombreuses formulations ont été proposées et des modèles numériques ont été développés afin de simuler le comportement des sols affectés par des phénomènes naturels ou par des travaux d'ingénierie. Cependant, faute de connaissance complète des propriétés mécaniques des sols et faute de moyens expérimentaux adéquats pour leur caractérisation, les modèles mis au point se limitent en général aux relations entre les valeurs des contraintes et déformations principales et ne tiennent pas compte de l'effet des rotations des contraintes principales, ni de l'influence de la contrainte principale intermédiaire sur les résultats d'essais.

Il est en effet évident que, dans des contextes complexes d'ouvrages seuls ou imbriqués (figure 1), les sols subissent des rotations de contraintes par rapport à l'état initial géostatique. Le phénomène de la réorientation des directions principales des contraintes est commun à tous les sols. Cette orientation est caractérisée notamment par l'angle  $\alpha$  entre la contrainte principale majeure et l'axe vertical du repère géostatique orthonormé.

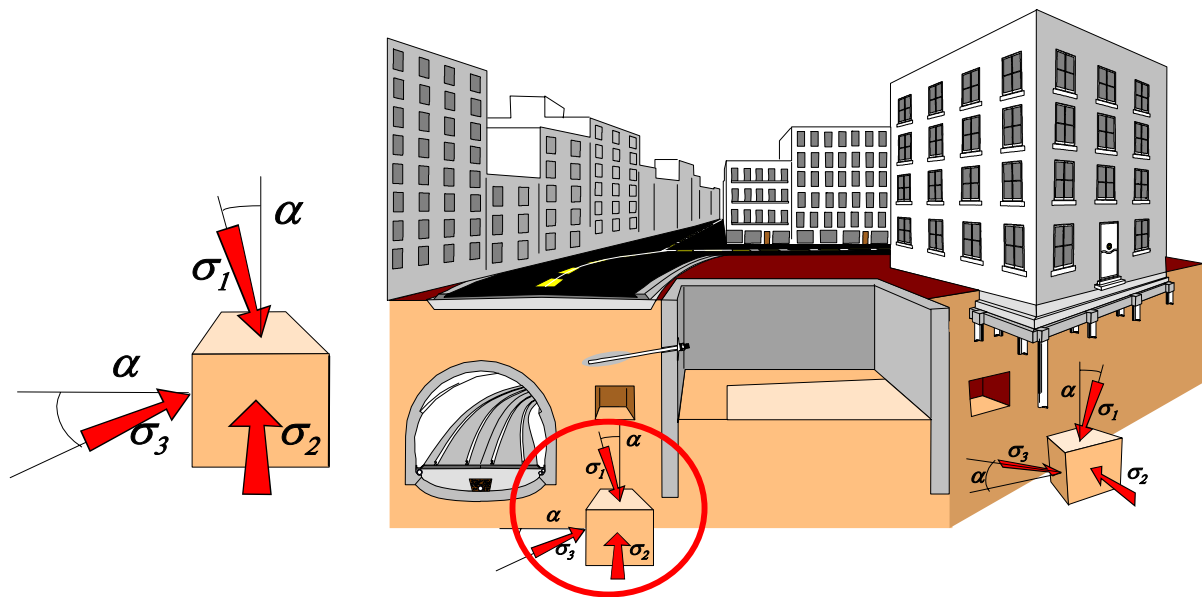


Figure 1 Rotation des contraintes à côté des ouvrages en milieu urbain

La réorientation des directions principales qui caractérisent le phénomène tridimensionnel que nous appelons « rotation des contraintes » se rencontrent également à l'état naturel : fonds marins sous l'action de la houle, séismes... Pour étudier ce phénomène important, il est impératif d'introduire l'anisotropie, qui caractérise la nature et l'histoire du sol, et de définir les paramètres qui sont influencés par la rotation des contraintes et les espaces de contraintes et de déformations dans lesquels il faut travailler.

L'effet de la rotation des contraintes est lié à l'anisotropie des terrains. Les recherches présentées dans la littérature spécialisée ont porté sur l'évolution de la frontière du domaine élastique et la sensibilité des critères de plasticité à la variation de

l'orientation des contraintes. Cependant, l'influence exacte de la rotation des contraintes sur certaines caractéristiques du sol, comme l'angle de frottement interne, n'a pas été définie en détails.

Dans ce mémoire de thèse, nous nous efforçons d'apporter de nouvelles données expérimentales sur l'effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux et de proposer des solutions pour mieux simuler la réponse des argiles aux chargements qu'on leur impose.

- Le premier chapitre détaille les techniques d'essai en place et en laboratoire qui peuvent mettre en évidence l'anisotropie des sols ou la rotation des contraintes. Nous présentons l'interaction possible entre ces deux phénomènes pour bien dissocier leur influence sur le comportement du sol. Nous traitons ensuite l'évolution des techniques d'essai jusqu'au développement de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses, outil adapté à l'étude du phénomène de rotation des contraintes. Nous donnons également un aperçu des autres travaux de recherche qui ont été consacrés à ce sujet.

- La presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC fait l'objet du deuxième chapitre. Nous montrons la conception et la mise au point des différentes parties de cet appareil, ainsi que les modifications intervenues au cours des trois dernières années. La dernière partie de ce chapitre décrit la procédure d'essai ainsi que les différentes étapes du prélèvement et de la préparation des éprouvettes.

- Le troisième chapitre présente les trois sites qui ont fourni les sols étudiés en laboratoire. Les programmes d'essais, l'interprétation et l'analyse des résultats des essais œdométriques, triaxiaux classiques et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses sont aussi décrits. Les surfaces de charge sont identifiées, et l'effet de la rotation des contraintes ainsi que de la contrainte principale intermédiaire est mis en évidence.

- Le quatrième et dernier chapitre analyse l'effet de la rotation des contraintes principales sur le comportement des ouvrages et leur stabilité. Dans un premier temps nous modélisons l'essai de torsion à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC pour mieux caler notre modèle numérique et pour valider les modèles rhéologiques retenus pour le sol. Ensuite nous modélisons des ouvrages réels pour voir si l'effet de la rotation des contraintes au niveau des éprouvettes de sol est également visible à l'échelle de l'ouvrage.

# **Chapitre 1**

## **Panorama des techniques expérimentales en mécanique des sols**

# Chapitre 1. Panorama des techniques expérimentales en mécanique des sols

## 1.1 Généralités

Le comportement des sols fins, notamment des argiles, est complexe. Son étude a nécessité le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place. Ces essais ont pour objectifs de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement (cheminement des contraintes et des déformations) sous l'action de charges appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages.

L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus suivant ces deux voies (en laboratoire, en place), différentes mais complémentaires, dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés mais surtout de leur qualité (appareillages, procédures expérimentales, méthodes d'exploitation, etc.). Les possibilités offertes par les essais in-situ et de laboratoire, afin de connaître le comportement des sols et leur interaction avec les ouvrages, sont nombreuses et considérables. Les particularités de ces essais sont résumées dans ce qui suit:

- les études en place impliquent la réalisation d'un forage, ce qui nécessite un matériel le plus souvent lourd et compliqué. L'analyse de ces essais est basée surtout sur des considérations empiriques, manquant de fondements théoriques, à partir desquelles les propriétés mécaniques des sols telles que la cohésion et l'angle de frottement ne sont pas directement identifiées et dans lesquelles les chemins de contraintes effectives ou de déformations et les conditions aux limites spatiales correspondantes ainsi que les conditions de drainage sont généralement inconnues et toujours difficilement définissables.

- les études en laboratoire, souvent lentes et généralement coûteuses, s'effectuent sur des échantillons de petites tailles, plus ou moins remaniés et parfois non représentatifs de l'état du sol en place. Les procédures expérimentales correspondantes sont souvent complexes, mais ne peuvent donner de bons résultats que si les sols testés représentent bien les sols existant sur le terrain sous les ouvrages.

Il est important de remarquer que chaque essai possède un champ d'application lié aux déformations qu'il génère pour solliciter le sol, déformations qui doivent être mises en rapport avec celles qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de leur vie (Burland, 1989). Sur la figure 1.1, nous avons représenté le graphique classique de détermination des matériels de laboratoire (Atkinson *et al.*, 1991), auxquels sont rajoutées les fourchettes d'utilisation des matériels employés sur le terrain (Tatsuoka *et al.* 1997 ; Tani, 1995).

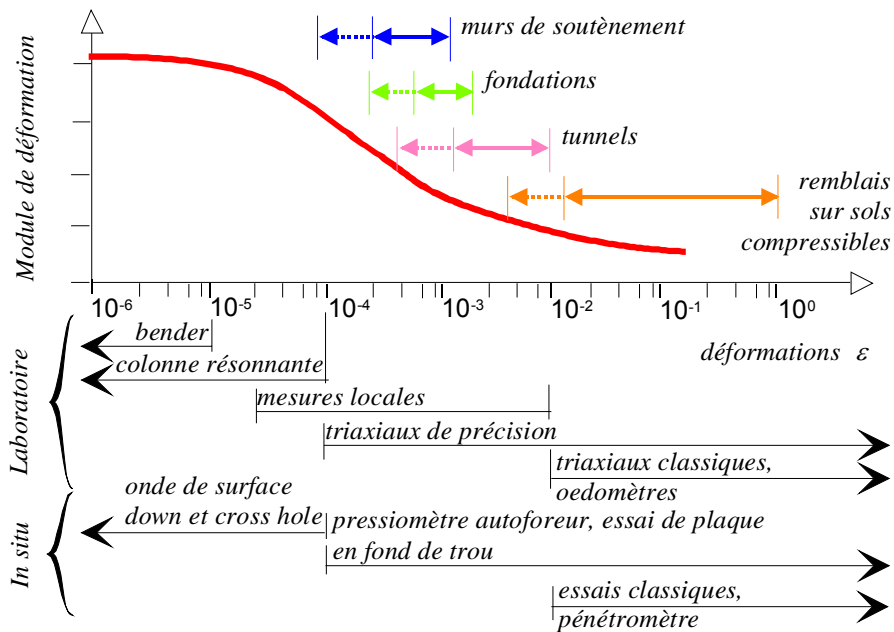


Figure 1.1 Définition des zones d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation

On peut observer sur la figure 1.1 que les essais de laboratoire ou en place possèdent des plages de sollicitations qui ne sont pas toujours en correspondance avec celles que les ouvrages appliquent au sol. Dans les paragraphes suivants nous allons détailler la capacité des différents appareillages à explorer le comportement tridimensionnel des sols.

## 1.2 Essais en place

Les méthodes expérimentales en place, dont l'usage devient de plus en plus courant dans la plupart des travaux importants réalisés à terre comme en mer, sont nombreuses et variées. Les objectifs et les conditions de leur utilisation sont également nombreux et variés.

En général, on peut classer les essais en place en quatre catégories suivant leurs principes de fonctionnement : les essais de cisaillement, d'expansion, de chargement et de pénétration (figure 1.2).

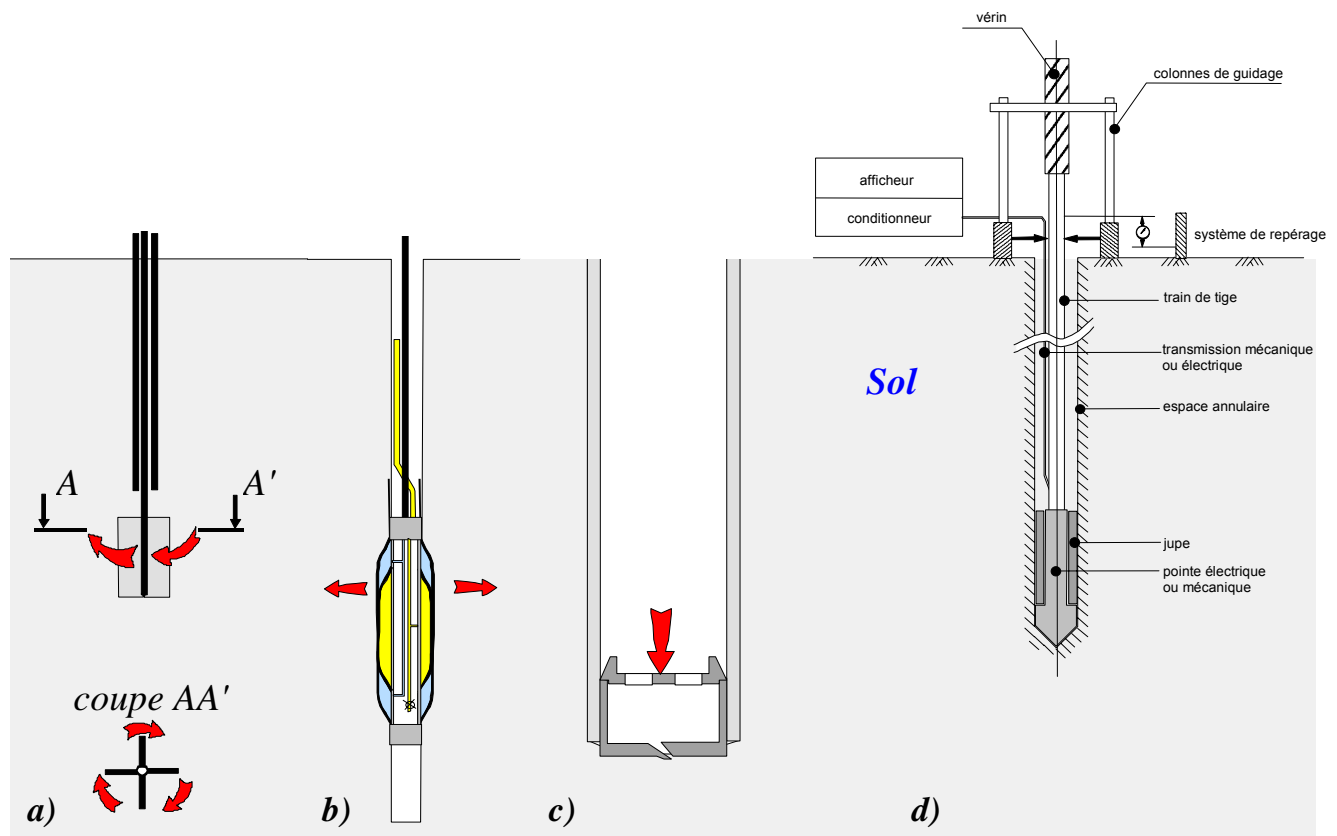


Figure 1.2 Différents principes d'essais en place : a) exemple d'essais de cisaillement, b) d'expansion, c) de chargement, d) de pénétration

Les essais scissométriques, pénétrométriques et pressiométriques, à la fois rapides et économiques, donnent des estimations qualitatives généralement satisfaisantes du comportement des sols sous les ouvrages dans la plupart des cas pratiques, bien qu'elles ne soient basées que sur des corrélations empiriques ou semi-empiriques entre les différents paramètres géotechniques que l'on peut en déduire et le comportement observé d'un ouvrage réel.

D'autres essais, comme les essais de battage et de chargement des pieux, essais de pompage, etc., relativement lents et coûteux, ont pour but d'apporter des solutions à des problèmes précis et clairement définis comme par exemple tester la portance des pieux ou des palplanches dans certains travaux de génie civil.

Ces deux groupes d'essais sont complémentaires. Les premiers sont utilisés surtout pour caractériser la stratigraphie du profil des sols et donner une évaluation des paramètres géotechniques correspondants (caractéristiques de déformabilité et de résistance). Les seconds doivent être combinés avec les premiers afin de mieux caractériser l'ensemble des caractéristiques décrites ci-dessus et peuvent en outre être utilisés pour des travaux relevant des domaines de la recherche ou parfois des travaux spéciaux peu habituels (travaux offshore). Nous allons présenter dans ce qui suit les techniques dévolues aux essais en place en détaillant ceux qui permettent d'accéder à l'anisotropie des sols et à la rotation des contraintes principales.

### 1.2.1- Essais de pénétration

Le pénétromètre (figure 1.2-d) est considéré depuis plusieurs dizaines d'années comme un outil puissant pour la détermination en place des caractéristiques de résistance des sols fins, notamment des argiles molles. L'équipement standard est utilisé durant les phases initiales des études géotechniques importantes afin de fournir des informations sur la nature des problèmes à résoudre et l'organisation ultérieure de la reconnaissance. Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique CPT (pénétromètre statique), par battage à l'aide d'un mouton, d'une pointe conique DPT (pénétromètre dynamique) ou par battage à l'aide d'un mouton, d'un carottier (essai de pénétration au carottier plus connu sous l'acronyme SPT). Bien que le pénétromètre offre la possibilité d'aborder l'identification des sols en termes de nature, l'identification de l'état de contraintes tridimensionnelles n'y est pas possible à cause de la forte perturbation du sol lors de l'essai.

### 1.2.2- Essais de cisaillement

Les essais de cisaillement ont comme objectif d'atteindre les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement (figure 1.3).

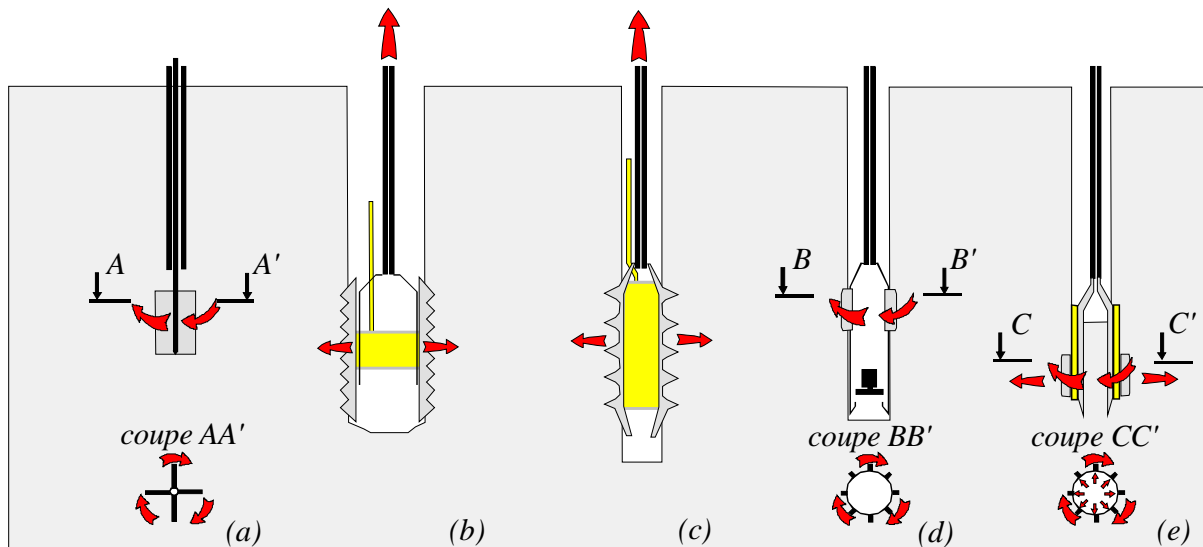


Figure 1.3 Les différents essais de cisaillement en forage : (a) scissomètre, (b) essai de cisaillement en forage, (c) phicomètre, (d) scissomètre autoforeur, (e) rhéotest

Parmi les essais de cisaillement le plus connu est l'essai scissométrique.

#### 1.2.2.1 Essais scissométriques

Le scissomètre de chantier est un outil fréquemment utilisé dans les études géotechniques courantes pour la mesure en place de la cohésion non drainée des argiles molles. Etant un appareil simple d'emploi et peu encombrant, le scissomètre présente l'avantage de donner des estimations en général satisfaisantes des caractéristiques de cisaillement des argiles molles. Ces estimations interviennent souvent dans les premières phases des études d'avant-projet de la plupart des cas réels. Cependant, les



déformations engendrées au cours des essais sous l'effet de la torsion exercée par la rotation des pales du moulinet et le processus de rupture correspondant ne peuvent pas être déterminés au moyen de cet appareil. En outre, certains effets mal connus comme les effets du type et de la géométrie de l'appareil liés au frottement et à la distribution non uniforme des contraintes ainsi qu'à la rupture progressive qui peut avoir lieu au cours du cisaillement rendent difficile l'interprétation des résultats d'essais (Tavenas et Leroueil, 1987). On peut néanmoins établir des corrélations entre la cohésion non drainée des argiles molles et d'autres paramètres mécaniques.

Dans le cas du scissomètre autoforeur, développé par Baguelin et Jézéquel (1973), la sonde est descendue à la cote de l'essai par autoforage puis la sollicitation de cisaillement ou torsion cylindrique est appliquée par mise en rotation de la partie cylindrique munie de pales (figure 1.3-d). Grâce à ce scissomètre autoforeur, il est possible de réaliser des essais scissométriques avec très peu de perturbations en réduisant au maximum les effets de remaniement du sol. L'essai n'est interprétable que jusqu'à la rupture, qui est progressive et localisée sur la surface de rupture imposée au bord de la sonde (Baguelin *et al.*, 1973 et 1975 ; Amar *et al.*, 1978).

Ces appareils ne servent qu'à déterminer les paramètres de cisaillement. L'état tridimensionnel des contraintes y reste inconnu.

Plus sophistiqué, l'appareil d'essai développé par Biarez combinait l'application d'une contrainte radiale et d'une contrainte de cisaillement (Leflaive, 1967, Costet *et al.*, 1969). La sollicitation de cisaillement ou torsion cylindrique est appliquée par mise en rotation de pales à l'identique de l'essai scissométrique classique (figure 1.4). La connaissance des composantes normale et tangentielle des contraintes autorise le tracé de la courbe intrinsèque complète (figure 1.3-e et 1.4). Cet appareil permet le carottage du sol pour une identification ou des essais en laboratoire. Intéressant dans son principe, cet essai n'a pas vu son usage se répandre.

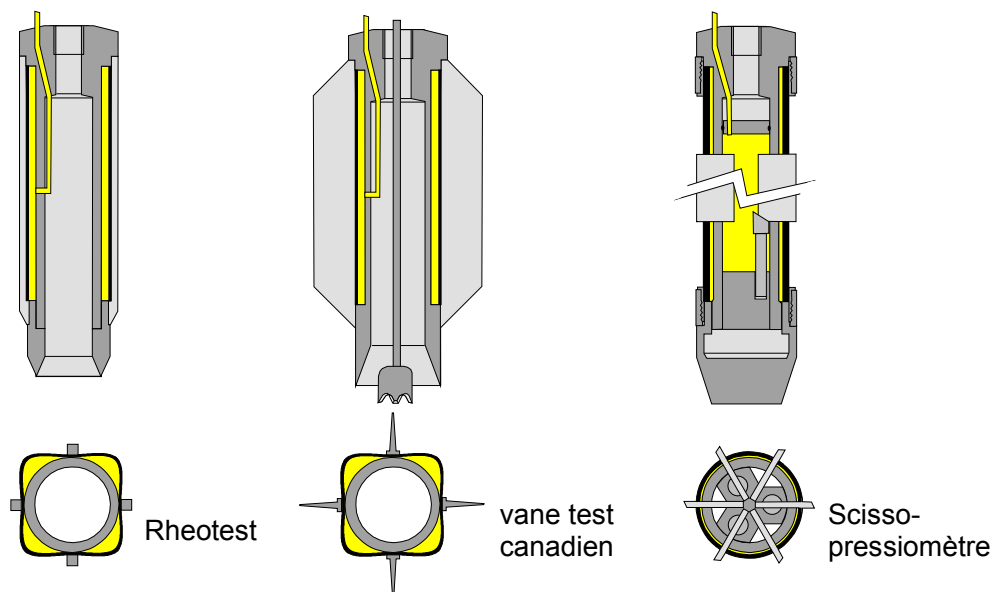


Figure 1.4 Les différents essais de cisaillement en forage : (a) Rhéotest Biarez, (b) Vane test, (c) scisso-pressiomètre Solétanche-Mazier

### ***1.2.2.2 Essai de cisaillement en forage***

Le premier essai de cisaillement en forage que l'on peut recenser dans la bibliographie est un essai américain appelé « borehole shear test » développé à partir de 1967 (Lambrechts *et al.*, 1980 ; Lutenecker *et al.*, 1980). Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent dans le sol (figure 1.3-b). La résistance au cisaillement du sol est mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

Un appareil appelé « phicomètre » découlant de la même idée a été développé en France par Philipponnat (figure 1.3-c). Malgré un nombre considérable d'essais effectués et son intérêt évident, cet appareil n'a pas réussi à s'imposer (Philipponnat, 1986 ; Philipponnat, 1987 a et b).

Plus récemment, une version autoforée de l'essai de cisaillement en forage a été mise au point au Japon (Maeda *et al.*, 1998). Elle présente des avantages complémentaires comme l'obtention d'un module de déformation et de la contrainte totale en place.

Bien que ces essais ne permettent pas, tous seuls, de connaître les paramètres de l'anisotropie du sol étudié, la combinaison du scissomètre et du phicomètre permet de déterminer l'état de contrainte tridimensionnel en mesurant les cohésions non drainées horizontale et verticale.

### ***1.2.3 Essais d'expansion***

Le principe des essais d'expansion consiste à dilater radialement dans un forage réalisé dans le sol étudié une sonde et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Il s'agit du pressiomètre, du pressiomètre autoforeur, du pressio-pénétromètre et du dilatomètre flexible.

- ***Essais pressiométriques***

Le pressiomètre, développé par Ménard (1955) sur une idée de Kogler (1933), a été utilisé exclusivement en France pendant plusieurs années avant de devenir pratique courante dans de nombreux pays. Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique (Figure 1.5-a), à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.).

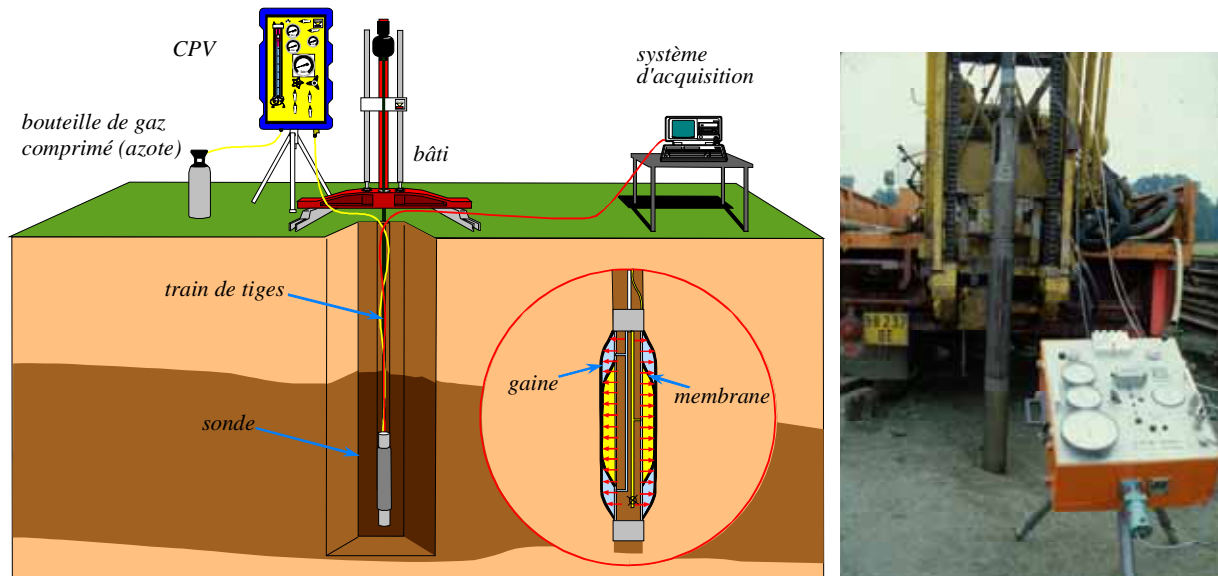


Figure 1.5 : a- Principe de l'essai pressiométrique Ménard, b- Pressiomètre autoforeur

L'utilisation du pressiomètre Ménard pose différents problèmes. Il ne peut donner que la mesure de la pression limite des argiles molles et la détermination indirecte de leur cohésion non drainée. Sa mise en place dans un avant-trou provoque un remaniement du sol qu'il est difficile de maîtriser. Les méthodes utilisées pour calculer les tassements et les déplacements sont alors nécessairement en partie empiriques.

L'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies. Par conséquent, il permet une analyse théorique et expérimentale du comportement des sols plus rigoureuse que d'autres essais in-situ (Jamiolkowski *et al.*, 1985). À l'aide du pressiomètre on peut déterminer l'état de contrainte et des modules axisymétriques.

Cependant, l'apparition de la technique de l'autoforage (Jézéquel, 1968 ; Baguelin *et al.*, 1973 ; Wroth et Hughes, 1973) pour la mise en place de la sonde pressiométrique dans le terrain pratiquement non remanié et le développement d'un système de mise en charge qui peut, suivant les propriétés du sol, être à déformation ou à pression contrôlée ouvrent des possibilités intéressantes pour l'étude des argiles.

Les développeurs de l'essai pressiométrique autoforeur ont tenté d'éliminer le remaniement dû au forage préalable de l'essai pressiométrique Ménard par l'utilisation de l'autoforage qui permet une pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur de la trousse coupante. Un outil rotatif l'y détruit et les sédiments sont remontés à la surface grâce à l'injection de fluide sous pression. De ce fait, l'appareil (figure 1.5-b) crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec le module de mesure avec un très faible remaniement lié au frottement. La membrane doit être dans l'exact alignement de la trousse coupante. La déformation radiale peut être mesurée soit par la mesure locale des déplacements radiaux à l'aide de palpeur, soit par la mesure du volume global. Cela permet d'accéder à la relation contrainte-déformation sur différents axes.

Baguelin et Jézéquel ont effectué en 1976 des essais au pressiomètre Ménard et au

pressiomètre autoforeur pour mesurer les caractéristiques des sols. Les auteurs ont constaté que l'essai Ménard conduit à des valeurs des pressions totales horizontales supérieures à celles du PAF en raison du remaniement inhérent aux opérations préalables de forage (figure 1.6).

Ils ont montré également qu'il y a une relation entre les pressions horizontales au repos et la pression régnant dans la sonde lors de l'essai d'expansion (figure 1.7).

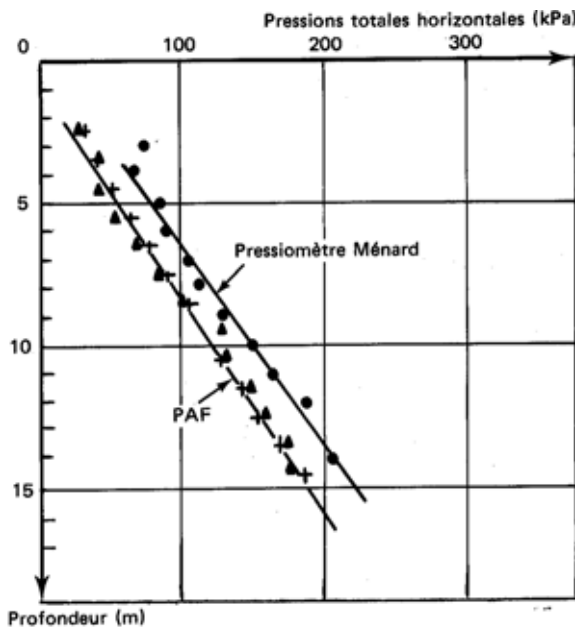


Figure 1.6 Pressions totales horizontales, comparaison entre les essais au PAF et les essais au pressiomètre Ménard

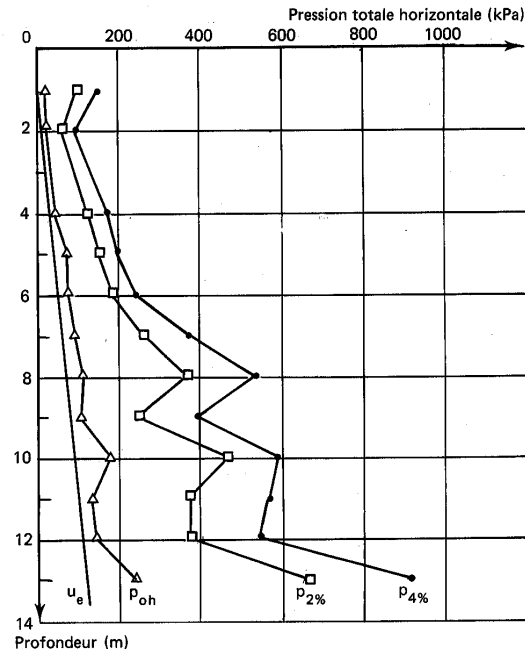
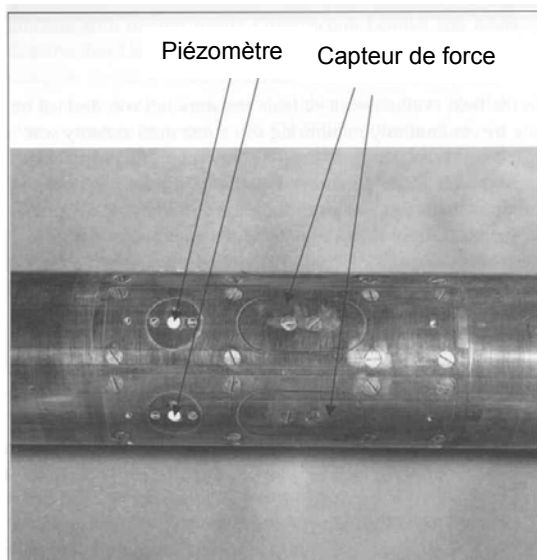


Figure 1.7 Mesures au PAF des pressions totales horizontales au repos et durant l'essai d'expansion pour  $\varepsilon = 2$  et  $4\%$

L'équipement de la sonde pressiométrique autoforée de capteurs de pression interstitielles permet de suivre la diminution des pressions interstitielles créées par l'autoforage et de calculer les contraintes effectives. Après cette période de consolidation appelée relaxation, la contrainte appliquée sur la sonde est proche de la contrainte horizontale en place, d'où la possibilité de calculer la valeur de  $K_0$ . L'essai d'expansion est alors réalisé et suivi au niveau de la membrane par des capteurs locaux et par le volume injecté dans la sonde par le contrôleur de pression et volume (Ghionna *et al.*, 1983 ; Lunne *et al.*, 1984). Cet essai comporte généralement un cycle de charge-déchargement et un déchargement complet. Le procédé d'autoforage a été d'abord développé pour les essais pressiométriques, puis il a fait l'objet de développements divers. Dans tous les cas, le module d'autoforage a été conservé et le module de mesure adapté en faisant varier la géométrie de la cellule (carrée, hexagonale,...) afin d'obtenir différents types de sollicitations.

L'instrumentation radiale du dilatomètre flexible et du pressiomètre autoforeur (Dalton et Hawkins, 1982 ; Carder et Bush, 2001) permet de connaître les contraintes horizontales en place et l'état de l'anisotropie inhérente du sol d'où la détermination de l'état de contrainte tridimensionnel (figure 1.8).



Contrainte latérale totale  
en  $\text{KN/m}^3$   
— après 12 h  
- - - après 30 min.

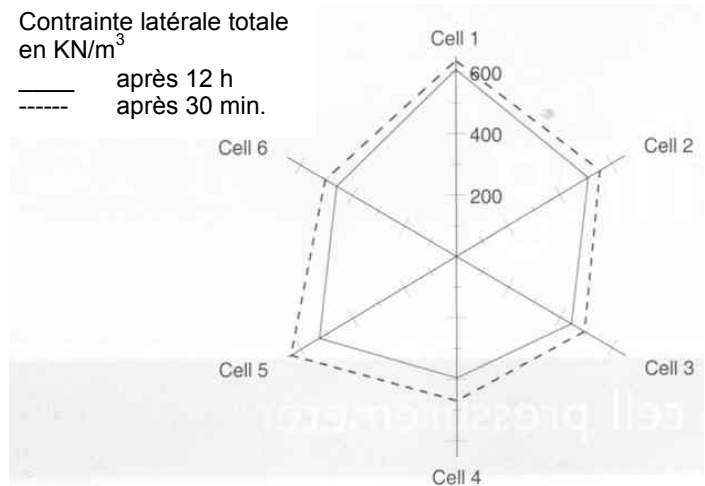


Figure 1.8 Pressiomètre autoforeur instrumenté (Carder et Bush) et contraintes latérales totales mesurées

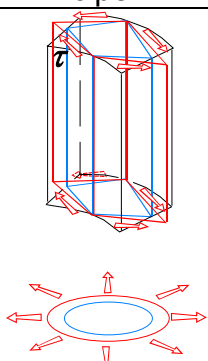
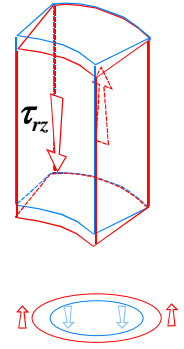
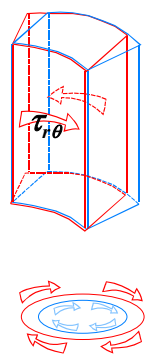
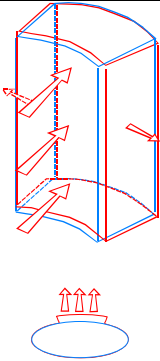
#### 1.2.4 Conclusion

Les essais en place ont pour objectif essentiel de tester le sol dans l'état où il se trouve. Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité.

*In situ*, les paramètres physiques décrivant l'état initial, dont la porosité, la densité et l'indice des vides peuvent être estimés par des techniques classiques de conductivité et de gammadensimétrie ou des corrélations à partir des résistances de pointe pénétrométrique ou des modules dilatométriques.

Le tableau 1 résume les principes des essais en place ainsi que leurs fonctions.

*Tableau 1 Principes des essais en place*

Module	Fonction	Principe	Références
Sonde pressiométrique	Mesure d'un module horizontal par un essai de chargement rapide du sol obtenu par expansion d'une cellule cylindrique.		Jézéquel <i>et al.</i> (1969, 1970, 1979)
Sonde frottante	Mesure du frottement latéral lors d'un chargement vertical. Ceci permet de voir les efforts transmis au sol lors de la mise en place.		Orsi, (1978)
Sonde scissométrique	La sollicitation de cisaillement ou torsion cylindrique est appliquée par mise en rotation du cylindre. On mesure le couple de torsion et de l'angle de rotation. Cet appareil permet de pallier les inconvénients du scissomètre classique (refoulement du sol, rupture progressive).		Amar <i>et al.</i> , (1978)
Sonde carrée et hexagonale	Équipés de cellules de pression totale, ces modules sont adaptés à la mesure des contraintes horizontales dans un milieu anisotrope.		Baguelin <i>et al.</i> , (1975) Levillain, (1970, 1983)
Pénétromètre latéral	La pénétration de 16 mm d'un poinçon latéral d'une surface de 10 cm <sup>2</sup> permet d'effectuer un chargement de type plaque en s'affranchissant du remaniement. On peut considérer le dilatomètre Marchetti comme une variante de cet essai.		Baguelin <i>et al.</i> , (1977) Marchetti, (1975)

En ce qui concerne le phénomène d'anisotropie et de rotation des contraintes, les essais au pressiomètre autoforeur, au pénétromètre latéral ou aussi les essais triaxiaux *in situ* sont les mieux adaptés. La détermination de la contrainte horizontale en place  $\sigma_{ho}$  a été un objectif affirmé lors du développement de ces appareillages. On a également essayé de déduire  $\sigma_{ho}$  d'autres essais usuels comme les essais au pénétromètre et au scissomètre. Toutefois, cette mesure est difficile et compliquée. L'estimation de la contrainte horizontale en place par les appareils dont la mise en place est réalisée par forage préalable ou refoulement : le pressiomètre Ménard, le pressio-pénétromètre et le dilatomètre, n'est pas recommandée. Ces essais et le capteur de pression foncé, même de très faible épaisseur, ont tendance à surestimer  $\sigma_{ho}$ .

Le coefficient  $K_o$  qui est un paramètre non intrinsèque au sol mais lié à l'histoire de celui-ci est l'un des paramètres les plus difficiles à mesurer *in situ*. Il est essentiel de le connaître pour réaliser des calculs d'ouvrages en déformation réalistes. L'absence de remaniement est un facteur essentiel de la qualité de cette estimation. C'est pourquoi, il est déterminé avec une assez bonne fiabilité par le pressiomètre autoforeur qui peut en plus suivre un essai de type  $K_o$ . Dans une moindre mesure, il est obtenu par les capteurs foncés et le dilatomètre Marchetti (Marchetti, 1975).

Un autre paramètre intéressant pour étudier la rotation des contraintes principales est l'angle de frottement interne. Ce paramètre peut être obtenu directement par les essais de cisaillement en forage : essai de cisaillement en forage, phicomètre et rhéotest (figure 1.3). Il existe des corrélations pour le déduire des essais de pénétration et d'expansion en se raccrochant aux relations contraintes dilatance de la théorie « stress-dilatancy » de Bolton. L'interprétation de la partie de déchargement de la courbe de l'essai au pressiomètre autoforeur est également utilisée.

### **1.3 Essais en laboratoire**

Les essais de laboratoire constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles. L'analyse des données obtenues en laboratoire confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement auxquels ils sont soumis. Parmi les essais en laboratoire les plus utilisés, on citera les essais triaxiaux classiques, les essais au véritable triaxial, les appareils de cisaillement simple et de cisaillement direct et les essais à l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses qui est le seul à l'heure actuelle à pouvoir solliciter le sol de manière tridimensionnelle contrôlée.

#### ***1.3.1 Essai triaxial de révolution***

Le triaxial de révolution a joué un rôle déterminant dans le domaine expérimental de la mécanique des sols. L'utilisation de cet appareil, tant au niveau de l'industrie que de la recherche fondamentale, a amené à un bon nombre d'investigations aboutissant à une meilleure connaissance de la rhéologie des sols.

Cet appareil présente de simples conditions aux limites. Théoriquement, la section de l'échantillon est uniforme sur toute la hauteur et les contraintes normales, qui sont en même temps principales, sont les seuls efforts existants aussi bien au voisinage qu'à

l'intérieur du corps de l'éprouvette. On dit que le champ de contrainte est «uniforme» ou « homogène » au sein de l'échantillon.

L'échantillon est de forme cylindrique à base circulaire, couvert d'une membrane et soumis à une pression latérale. Il sera, ensuite, écrasé du fait d'un déplacement relatif des embases, ayant comme incidence la création d'un déviateur de contrainte. Le mode d'application du déviateur a évolué depuis la création des premiers prototypes. La force axiale est provoquée dans les appareils actuels par un mouvement de l'embase inférieure et non plus par un piston appliqué à la face supérieure de l'éprouvette (figure 1.9).

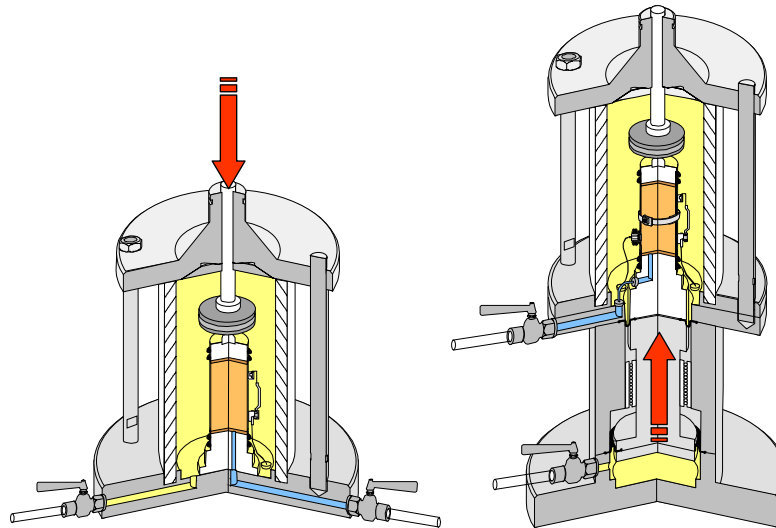


Figure 1.9 Évolution du mode de l'application du déviateur

La figure 1.10 présente l'état de contrainte induit par un chemin triaxial.

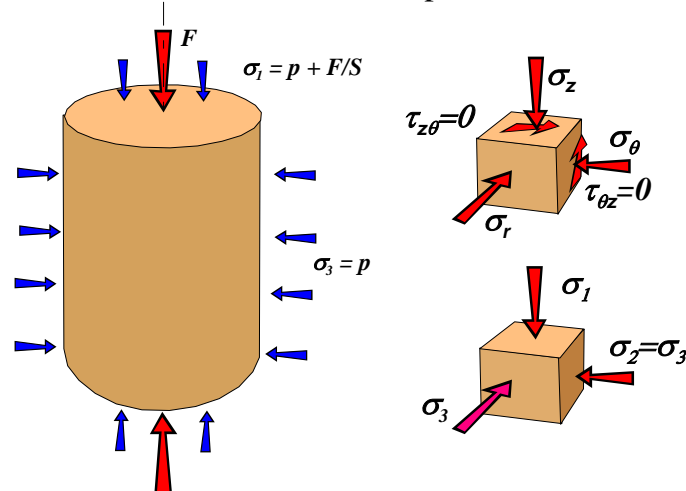


Figure 1.10 État de contrainte dans un essai triaxial

Les chemins de contraintes qu'il est possible de suivre à l'aide de l'appareil triaxial sont multiples. L'essai triaxial est souvent entrepris à partir d'un état isotrope de contrainte. L'augmentation de la contrainte axiale est connue sous le nom «compression» et la diminution de cette contrainte est appelée «extension». Outre les chemins classiques (compression ou extension), l'appareil triaxial peut s'avérer un outil efficace pour étudier des chemins plus complexes tels que le comportement cyclique où l'on applique



à l'échantillon des sollicitations répétées ou circulaires dans le plan des contraintes. Les presses triaxiales sont pilotées en force ou déplacement et l'emploi de l'un ou l'autre des modes dépend du type d'utilisation des résultats. Il est nécessaire de remarquer que les techniques d'essais décrites ont un domaine d'investigation limité. Ceci est dû, pour une part, aux appareils et, pour une autre part, aux spécificités du matériau sol. Certaines conditions aux limites ne peuvent être appliquées et par conséquent certains états de contrainte ne peuvent être obtenus.

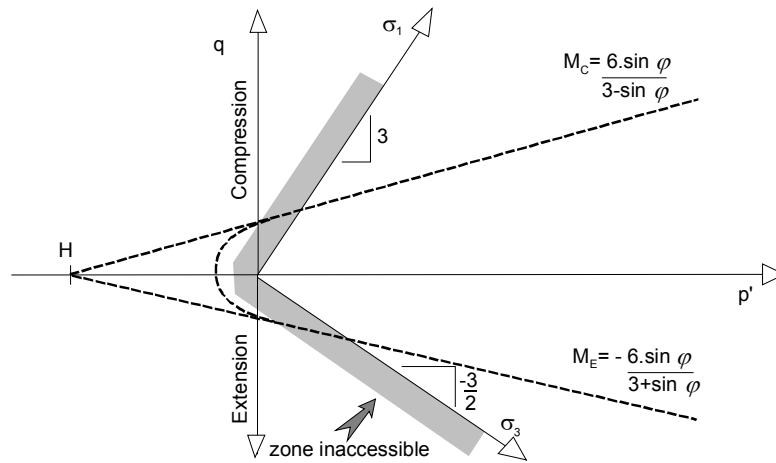


Figure 1.11 Définition de la zone inaccessible

Dans le plan  $(p', q)$ , il est par exemple impossible de parcourir l'axe hydrostatique en extension car les frontières ne peuvent être collées pour transmettre ces sollicitations. Tout au plus, peut-on, pour  $\sigma_3 = \sigma_2 = 0$ , augmenter  $\sigma_1$  pour parcourir un chemin de contrainte de pente 3 et pour  $\sigma_1 = 0$  avec un accroissement de  $\sigma_3 = \sigma_2$  un chemin de pente  $-3/2$  (figure 1.11).

Depuis son perfectionnement par Bishop et ses collaborateurs, l'appareillage d'essai triaxial a montré des inconvénients liés surtout aux effets parasites et à la non uniformité des champs de contraintes au sein de l'éprouvette. Plusieurs études ont tenté par la suite d'étudier et d'améliorer la prise en compte des facteurs d'erreurs comme le frottement au niveau du piston, dilatation des tuyaux, fuite des robinets, déformée durant l'essai et à la rupture, apport de contrainte de confinement par la membrane. (Henkel et Gilbert, 1952 ; Balla, 1960 ; Bishop et Henkel, 1962 ; Duncan et Seed, 1967 ; Rowe (1969) ; La Rochelle, 1967)

### 1.3.1.1 Frettage et élanement

L'hypothèse de la section uniforme sur la hauteur, assurant l'homogénéité des déformations radiales et orthoradiales, peut être contestée par le freinage des embases. Ce dernier entraîne la forme en tonneau de l'échantillon déformé. L'effet de freinage se manifeste en empêchant complètement ou partiellement les déplacements horizontaux des particules du sol dans les zones proches des embases, ce qui perturbe l'uniformité des champs de contraintes et de déformations.

Balla (1960) a étudié, en calculant les déformations à la base de l'échantillon testé, l'apparition des contraintes normales et tangentielles dues à un chargement uniaxial en

compression. La figure 1.12 montre les résultats obtenus ainsi que ceux d'autres chercheurs. Ces contraintes tangentielles, contradictoires avec l'hypothèse essentielle d'homogénéité du triaxial, sont dues aux déformations radiales et orthoradiales empêchées aux embases. Elles se développent ensuite par la croissance de la déformation axiale en cours d'essai, et atteignent jusqu'à 40 % de la pression moyenne.

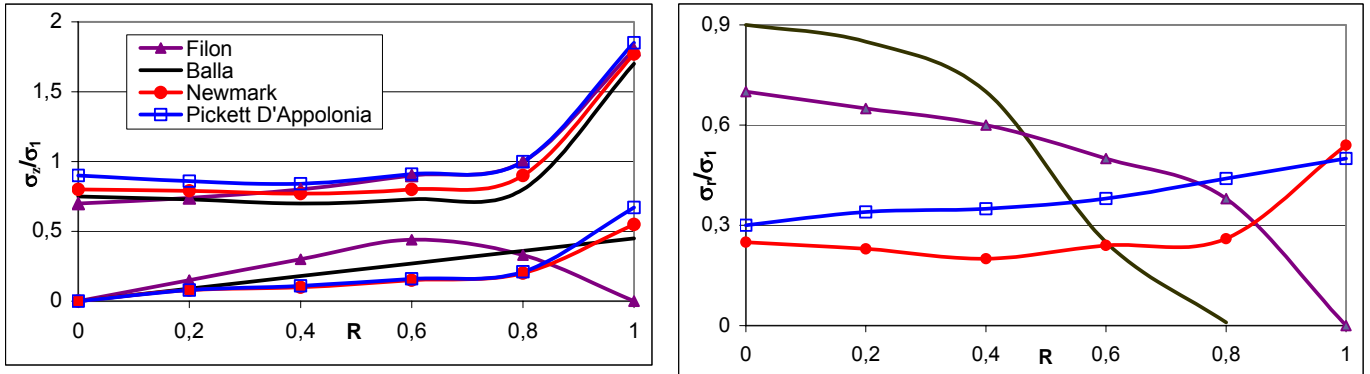


Figure 1.12 Apparition des contraintes normales et radiales en compression

La répartition des contraintes  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\tau_{rz}$  dues à une compression uniaxiale est présentée sur la figure 1.13.

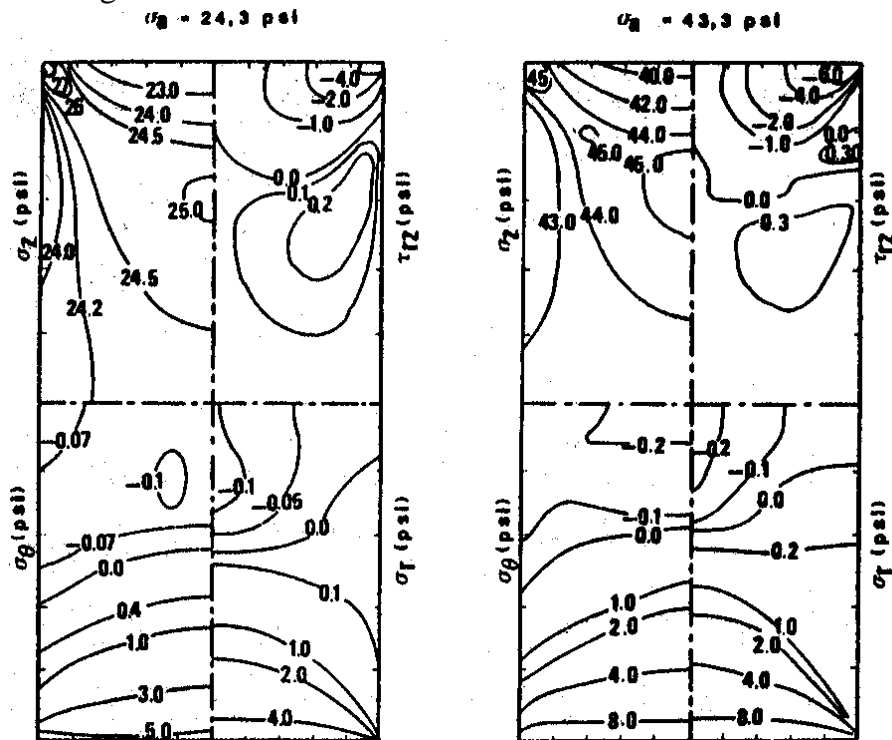


Figure 1.13 Iso-contraintes dans un échantillon cylindrique ( $h/2R=2$ ) soumis à une compression simple, Balla (1960)

Une rupture progressive avec la naissance de zones de rupture localisées est mise en évidence (figure 1.14). La rupture est initialisée aux zones de plus forte concentration de contrainte puis s'élargit en même temps que la déformation.

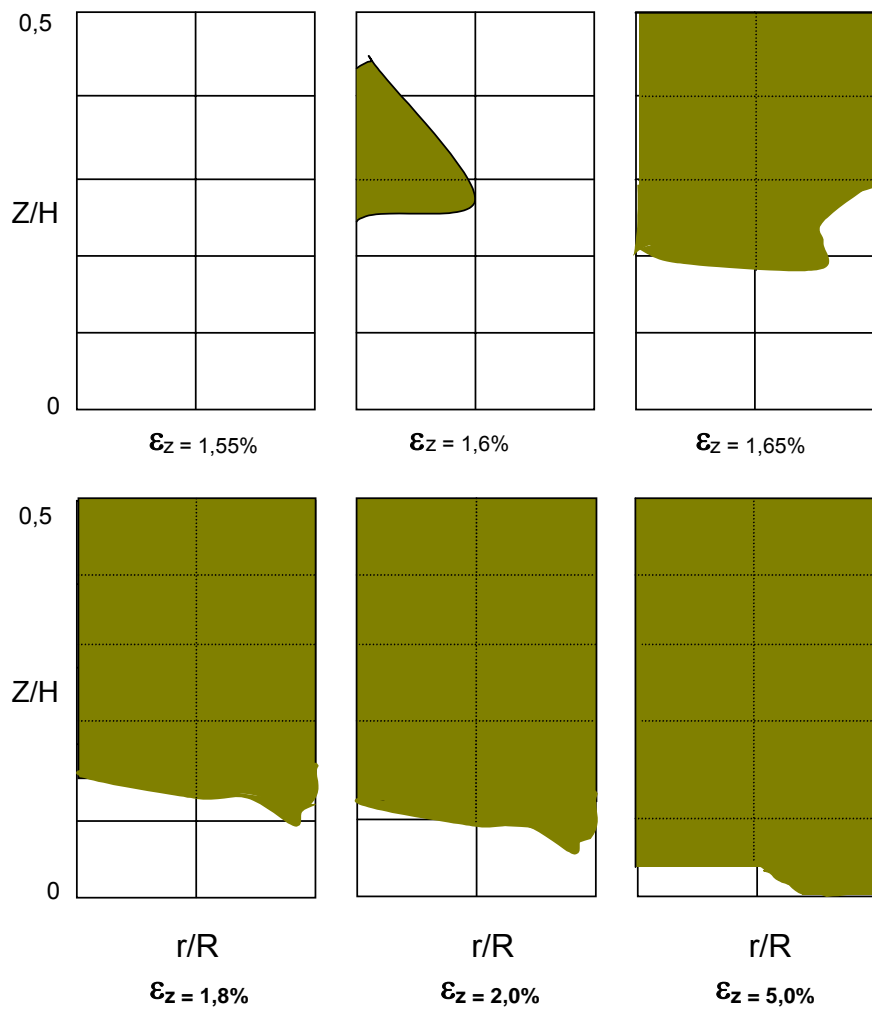


Figure 1.14 Développement de la zone plastique dans l'échantillon ( $H/2R=2$ ), Balla (1960)

Ce phénomène aura plus ou moins d'influence suivant le rapport diamètre/hauteur de l'éprouvette. Bouvard (1982) a réalisé des essais pour étudier ce phénomène. Quatre courbes contrainte-déformation pour deux élancements différents ( $a = H/2R = 1$  et  $2$ ), figure 1.15, avec frettage ou non, représentent le comportement de billes de verres.

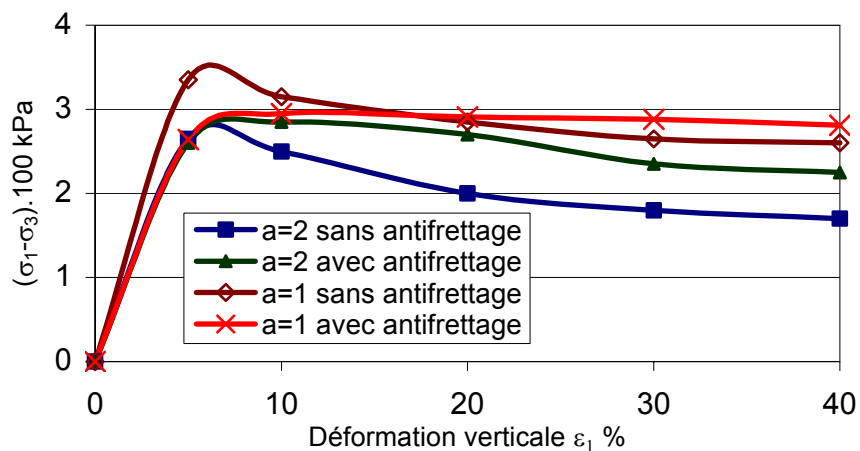


Figure 1.15 Influence du rapport d'élancement et de l'antifretage sur l'évolution de la contrainte

Nous constatons, ainsi, le rôle important que peuvent jouer l'antifretage (l'absence de fretage) et l'élancement.

Pour résoudre les problèmes de non-uniformité entraînés par ces conditions aux limites, on a développé des systèmes qui réduisent le phénomène de fretage. Le dispositif d'antifretage proposée initialement par Rowe (1969) est une démarche de plus en plus utilisée dans les essais correspondants. Il s'agit d'installer une membrane lubrifiée à l'interface sol-embase pour faciliter les déplacements du sol dans les différentes directions et pour empêcher la naissance d'efforts parasites à ce niveau.

Barden et Mc.Dermott (1965) ont utilisé ce système pour des essais effectués sur de l'argile. Ils observent une diminution du gradient de la pression interstitielle et une déformation radiale plus uniforme en cours d'essai. Aucune variation de la résistance à la rupture n'a été constatée pour les cylindres d'élancement  $H/2R \geq 2$ , la base de référence étant le même essai sans antifretage.

La solution, qui n'est pas tout à fait complète, consiste donc à choisir une hauteur d'éprouvette importante par rapport à la taille estimée des zones perturbées et d'essayer d'éviter autant que possible le frottement dans le sens radial sur les embases. L'inconvénient est qu'une hauteur importante ajoutée à une épaisseur minime, nécessaire à la bonne uniformité des champs de contraintes, pose des problèmes de stabilité de l'échantillon et provoque un flambement de l'éprouvette dû à un défaut d'axe.

#### *1.3.1.2 Défauts d'axe*

L'absence de coïncidence de l'axe de symétrie de l'échantillon avec l'axe central du chargement peut provoquer un couple parasite. Ce phénomène peut être en partie responsable de la non-uniformité des contraintes et des déformations. Robinet (1980) propose comme solution l'installation des rotules au-dessus et au-dessous de l'échantillon. On montre sur la figure 1.16, pour exemple, l'appareillage développé à l'E.N.T.P.E par Mohkam (1983) et Doanh (1986) où des rotules sont mises en place aux deux extrémités de l'échantillon afin d'éviter les moments de flexion parasites.

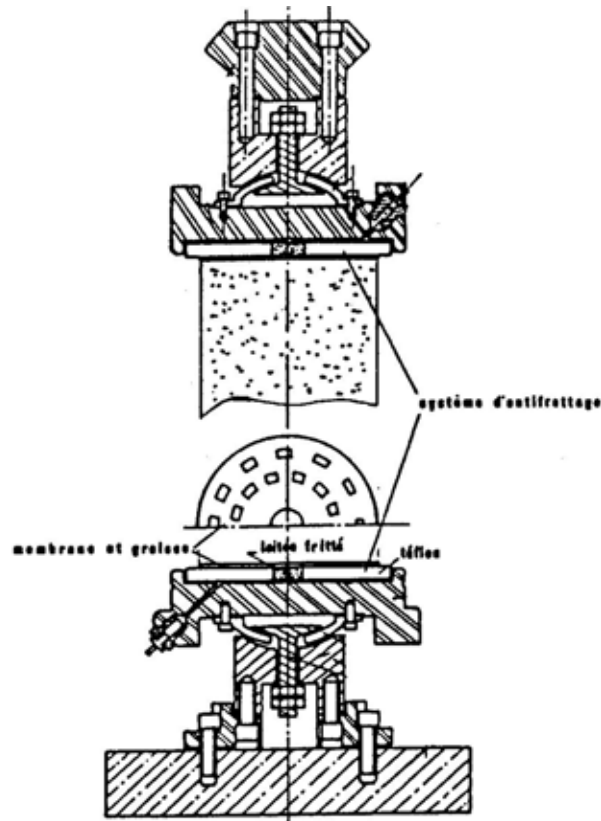


Figure 1.16 Appareil triaxial de révolution amélioré (ENTPE)

Une comparaison des résultats expérimentaux obtenus à partir d'un appareil triaxial de révolution avec et sans système de rotule (figure 1.17) montre la disparition quasi- totale du pic de déviateur caractéristique du triaxial classique.

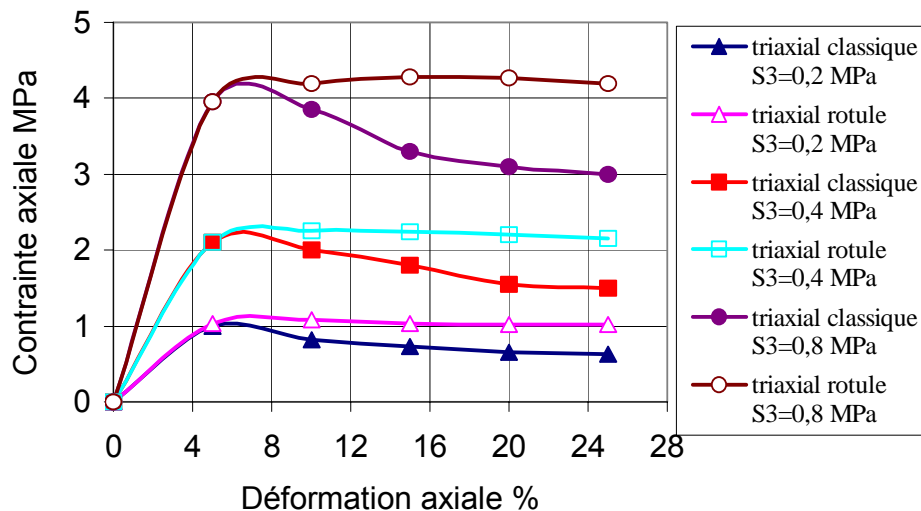


Figure 1.17 Comparaison entre les essais au triaxial classique et au triaxial rotule

Molenkamp (1998) de l'Institut des sciences et de technologie de Manchester a essayé, à partir de ces remarques sur les défauts d'axe dans l'essai triaxial standard, de déduire l'état tridimensionnel des contraintes en présentant l'«axial shear apparatus». Cet appareil est une version modifiée du triaxial classique. La différence est qu'on applique

des forces horizontales au niveau des embases rigides de l'appareil pour éviter le flambement de l'échantillon.

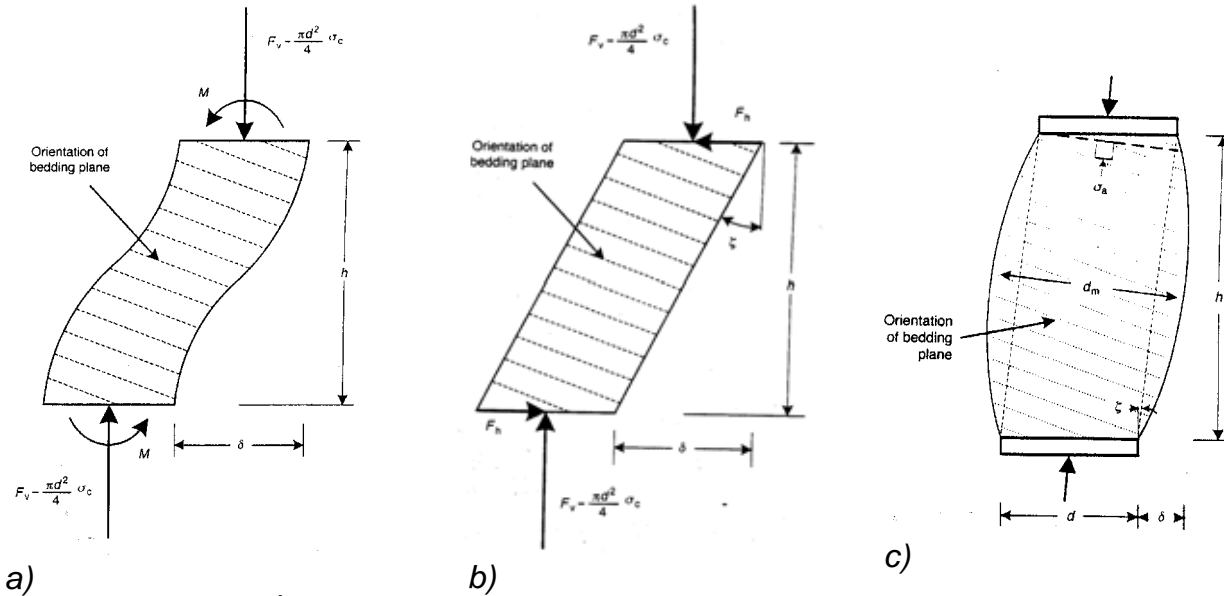


Figure 1.18 a) Équilibre de l'échantillon anisotrope dans l'essai triaxial standard ; b) équilibre de l'échantillon en appliquant une force horizontale empêchant le flambement ; c) échantillon déformé en tonneau

Les quantités mesurées dans l'« axial shear test » sont la pression cellulaire  $\sigma_c$ , la force verticale  $F_v$ , la force horizontale  $F_h$ , la hauteur de l'échantillon  $h$ , le déplacement horizontal  $\delta$  et la déformation volumique  $\varepsilon_{vol}$  ou la pression interstitielle  $u$ .

Selon Molenkamp, considérant l'équilibre de l'échantillon à côté de l'embase (figure 1.19), les forces verticale et horizontale appliquées sur les embases et nécessaires pour que la contrainte principale majeure  $\sigma_a$  coïncide avec l'axe de l'échantillon sont :

$$F_v = \frac{\pi d^2}{4} [\sigma_c + \cos^2 \zeta \cdot (\sigma_a - \sigma_c)] \quad (1.1)$$

$$F_h = \frac{\pi d^2}{4} \sin \zeta \cdot \cos \zeta \cdot (\sigma_a - \sigma_c) \quad (1.2)$$

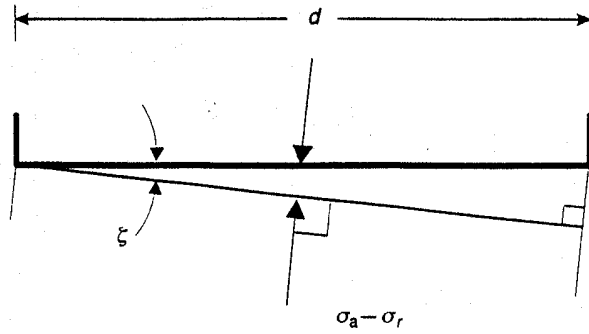


Figure 1.19 Équilibre de la partie supérieure de l'échantillon sous une contrainte déviatorique uniforme

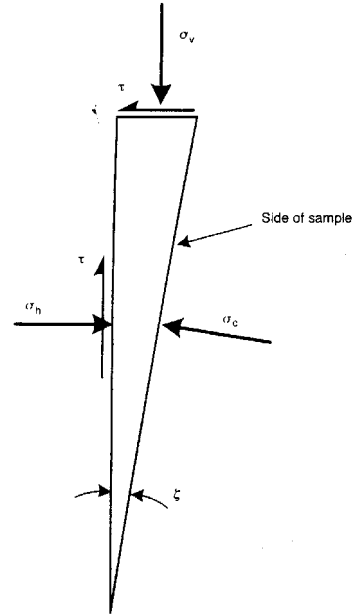


Figure 1.20 État de contrainte dans la partie déformée tout au long de l'échantillon

Connaissant  $F_v$  et  $F_h$ , la contrainte verticale et la contrainte de cisaillement peuvent être calculées :

$$\sigma_v = \frac{4F_v}{\pi d^2} \text{ et } \tau = \frac{4F_h}{\pi d^2} \quad (1.3)$$

La contrainte horizontale peut être calculée à partir de l'état de l'équilibre du triangle de déformation (figure 1.20) :

$$\sigma_h = \tau \tan \xi + \sigma_c \quad (1.4)$$

Connaissant  $\sigma_h$ ,  $\sigma_v$  et  $\tau$  on peut donc connaître les propriétés d'anisotropie et l'état tridimensionnel des contraintes dans un échantillon cylindrique plein à l'aide de cet appareil.

### 1.3.1.3 Effet de membrane

Les membranes contenant l'échantillon constituent l'interface flexible entre le sol et le fluide sous pression de la chambre de confinement. L'effet de la membrane peut être considérable du fait, d'une part, de la résistance parasite due à l'épaisseur de la membrane et, d'autre part, à cause de la pénétration de celle-ci à l'intérieur de l'échantillon (figure 1.21). Au niveau des sollicitations transmises à l'éprouvette, les membranes peuvent absorber une partie de l'effort, surtout dans les essais de torsion ou d'extension. Pour la mesure de la variation du volume, la pénétration de la membrane va sous-évaluer la valeur réelle. En outre, la pénétration pourrait entraîner des mesures erronées du diamètre: plus celui-ci est petit plus l'erreur est importante.

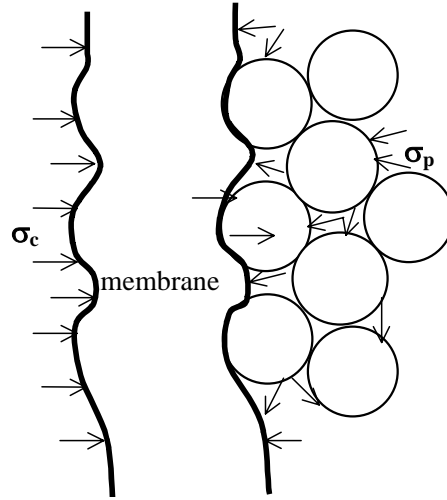


Figure 1.21 Pénétration de la membrane

Henkel et Gilbert (1952) ont montré qu'il faut apporter des corrections théoriques et pratiques quant à l'effet de la membrane sur l'échantillon. Les hypothèses sont que l'échantillon et la membrane restent cylindriques pendant l'essai, que la membrane est élastique incompressible et les modules de compression et de traction du caoutchouc sont égaux et constants et qu'il y a adhérence parfaite entre la membrane et l'éprouvette. Selon Henkel et Gilbert (1952) et La Rochelle (1967), l'apport de la force axiale et de confinement dû à la membrane, en tenant en compte de la pénétration de la membrane, est donné par les formule suivantes :

$$\Delta \sigma_3 = -\frac{4J}{3 D_{om} \cdot (1 - \varepsilon_v)} * \left[ 2 - \varepsilon_z - 2 \sqrt{\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z}} \right]$$

$$\Delta \sigma_1 = -\frac{8J}{3 D_{om} \cdot (1 - \varepsilon_v)} * \left[ 2 + 2 \cdot \varepsilon_z - \sqrt{\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z}} \right]$$

avec :  $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0}$  et  $\varepsilon_z = \frac{\Delta H}{H_0}$ , J raideur de la membrane, et  $D_{om}$  diamètre initial de la membrane,

Duncan et Seed (1965) apportent une correction théorique sur le module M définissant ce dernier comme le produit du module de Young  $E_m$  et de l'épaisseur de la membrane  $t_m$  :

$$M = E_m \cdot t_m \quad (1.5)$$

D'après Poulos (1981), les seuls cas où la question se pose sont les suivants:

- essais drainés ou non, si la granulométrie est égale ou supérieure à celle du sable.
- essais non-drainés, pour la granulométrie comprise entre celle du sable et celle de l'argile.

Lindenberg et Koning (1981) recommandent un rapport (épaisseur de la membrane)/(diamètre moyen des grains) de l'ordre de 1 à 2. Toute la littérature cite qu'une moindre résistance parasite nécessite l'emploi d'une membrane plus mince, provoquant inéluctablement des fuites.



Selon la norme sur les essais triaxiaux de révolution (NF P 94-074 ), la présence d'une membrane autour de l'éprouvette implique une majoration de la contrainte  $\sigma_3$  de  $\sigma_m$  telle que :

$$\sigma_m = 2.10^3.J.(D_{0m}^{-1} - D_i^{-1}) \quad (1.6)$$

Avec  $D_i$  diamètre de l'éprouvette de section  $A_i$  à l'instant  $i$ ;

$$D_i = D_{ép} + \Delta D_i \text{ et } \Delta D_i = \sqrt{\frac{4 * \Delta V}{\pi * \Delta H}} \quad (1.7)$$

où  $D_{ép}$  est le diamètre initial de l'éprouvette et  $\Delta D_i$  la variation du diamètre de l'éprouvette à l'instant  $i$ .

#### 1.3.1.4 Synthèse

L'appareil triaxial de révolution reste toujours l'appareil le plus utilisé en mécanique des sols pour la détermination des propriétés mécaniques essentielles du sol. Les essais doivent, tout de même, être interprétés avec précaution lors de l'apparition des efforts parasites qui peuvent générer des rotations des contraintes incontrôlées. Ces efforts parasites se manifestent surtout dans l'apparition de contraintes de cisaillement liées au frettage, aux défauts d'axe ou encore à la résistance de la membrane.

Nous avons rassemblé sur la figure 1.22 les conditions d'apparition de ces rotations, telles que nous les avons décrites dans les paragraphes précédents.

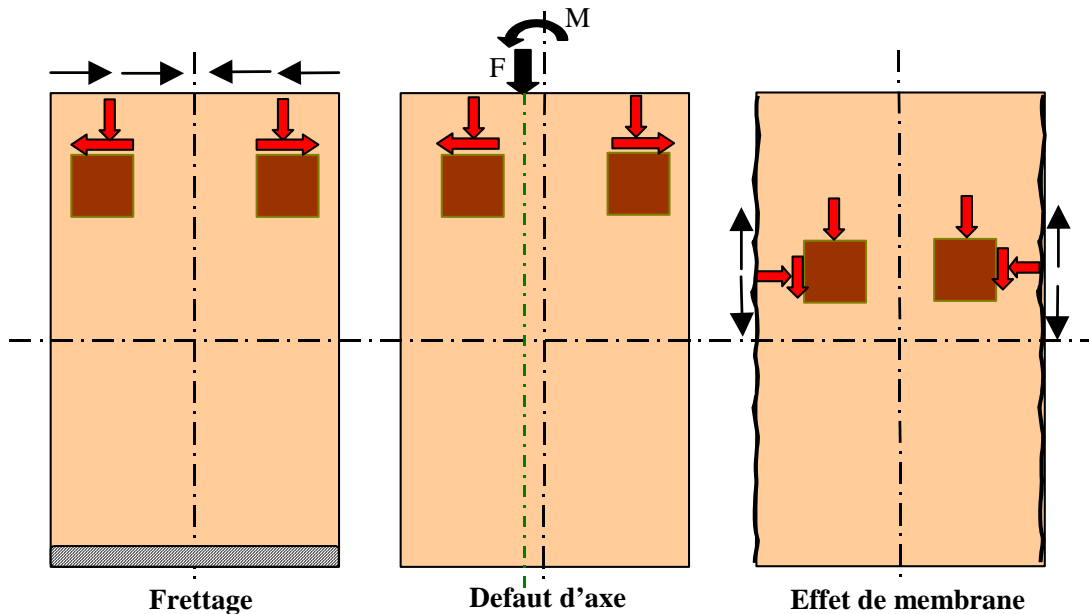


Figure 1.22 Les facteurs d'erreur dans un essai triaxial

Depuis une vingtaine d'années, les évolutions des systèmes d'antifrettage et de mesures de déformations ont rendu possible de s'affranchir de possibles rotations du chapeau de l'éprouvette, des défauts d'axe ou des frottements du piston (figure 1.23).

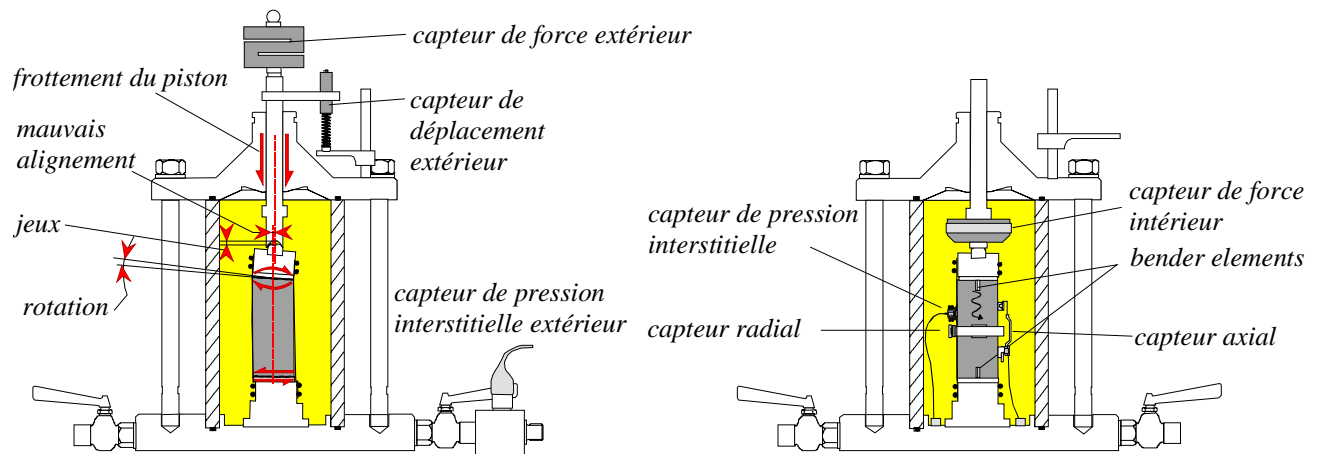


Figure 1.23 Évolution de la mesure dans l'appareil triaxial

La connaissance de l'état de contraintes n'est pas complète et les sollicitations limitées à la compression ou à l'extension pures que l'on peut appliquer ne permettent pas d'étudier l'effet de la rotation des contraintes principales, ni de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols. Cependant, quelques modifications qu'on peut apporter à l'appareil triaxial classique comme celles faites par Molenkamp sur son appareil «axial shear apparatus» permettent de déduire l'état tridimensionnel des contraintes.

### 1.3.2 Essai à l'appareil triaxial vrai

Il s'agit de l'un des appareils les plus intéressants de la mécanique des sols car on peut y imposer indépendamment les trois contraintes principales à l'éprouvette. L'échantillon, généralement cubique, se déforme en parallélépipède sous les efforts normaux qui lui sont imposés suivant les trois directions principales. La sollicitation est appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire des plateaux rigides ou souples qui l'entourent.

En général, les plateaux souples sont des membranes en caoutchouc, parfois renforcées par des cordes à piano. Ce type d'appui sert à la sollicitation de type "contrainte contrôlée", tandis que les côtés soutenus par les plateaux rigides fonctionnent en "déformation contrôlée".

Trois types d'appareil triaxial véritable sont concevables.

#### 1.3.2.1 Appareils à interfaces rigides

Dans ce type d'appareils, le chargement de l'éprouvette se fait par l'intermédiaire de six plateaux rigides, comme le montre la figure 1.24. Les déformations de l'échantillon sont dues aux déplacements des plateaux engendrant, *a priori*, exclusivement des contraintes principales. Pour ne pas entraîner de contraintes tangentielles sur les côtés de l'échantillon, celui-ci s'appuie sur les plateaux par l'intermédiaire de membranes graissées. La géométrie de l'appareil ne permet pas une bonne étanchéité ce qui rend son utilisation non adaptée aux sols saturés.

Le triaxial véritable de ce genre fonctionne en déformation contrôlée ; cependant, il est possible de réaliser également des chemins avec le contrôle des contraintes.

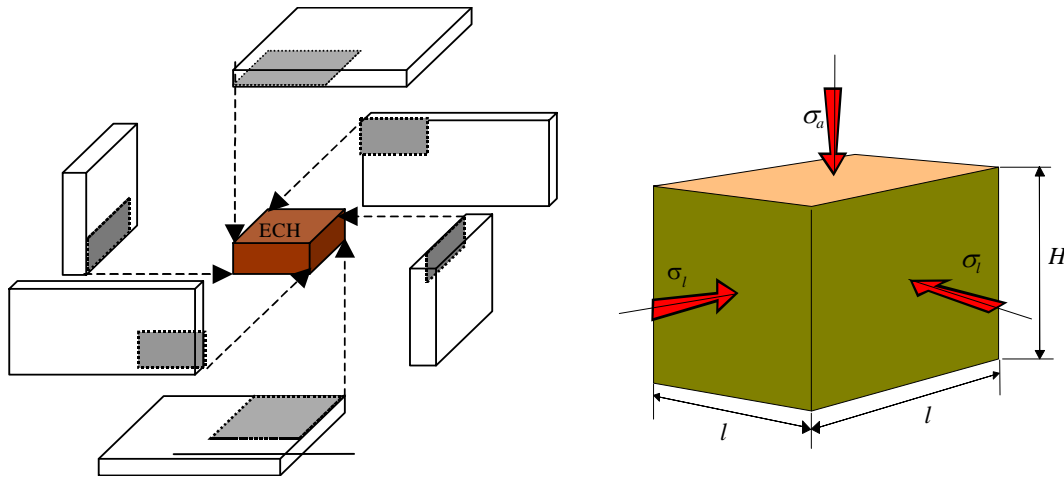


Figure 1.24 Disposition des plateaux rigides dans le vrai triaxial et sollicitations appliquées à l'échantillon

Les ingénieurs se sont intéressés très tôt au développement de ce genre d'appareillage (Kjellman, 1936). Parmi les travaux de développement de triaxiaux vrais à interfaces rigides, on peut citer le Tri-Tri de l'Institut de Mécanique de Grenoble (Lanier, 1976). La presse Tri-Tri a été utilisée pour étudier le comportement du sable sec afin de mettre en évidence l'influence de la contrainte principale intermédiaire, de l'anisotropie et des divers chemins de contraintes. Lanier et Zitouni (1986) ont réalisé avec cet appareil une série d'essais sur le sable d'Hostun fin, afin d'étudier l'influence du paramètre

$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$  qui caractérise la position de la contrainte intermédiaire sur le

comportement des sols pulvérulents. Les résultats obtenus à  $b$  et  $\sigma_2$  constants montrent qu'en termes de contrainte principale majeure  $\sigma_1$  ou même de déviateur, la valeur à la rupture diminue quand  $b$  augmente. Cette tendance est contraire à celle constatée lors de leurs essais à  $b$  et  $\sigma_3$  constants. Les auteurs constatent que c'est le rôle de la pression moyenne qui est à l'origine de cet écart. Lanier a aussi étudié l'influence de l'anisotropie induite sur le comportement des sables d'Hostun. Il a constaté qu'une compression dans la direction de déposition du matériau (souvent la verticale) accentue la structure orientée initiale, présumée orthotrope de révolution.

Parmi ceux qui ont étudié l'effet de l'anisotropie et de la contrainte principale intermédiaire avec ce genre d'équipement, on cite Roscoe *et al.* (1967) à Cambridge, Oda (1981) et Matsuoka et Koyama (1985) à l'université de Tokyo.

### 1.3.2.2 Appareils à interfaces souples

Pour ce type d'appareil (figure 1.25), les contraintes (dans les trois directions), sont directement appliquées à l'éprouvette enveloppée d'une membrane et par pression d'air [Ko et Scott (1968), Yamada et Ishihara (1979/a et b)]. Différents moyens de mesure des déformations sont envisageables. Contrairement au cas précédent, l'emploi des plateaux souples ne permet que le contrôle des contraintes, qui ne peuvent qu'être principales.

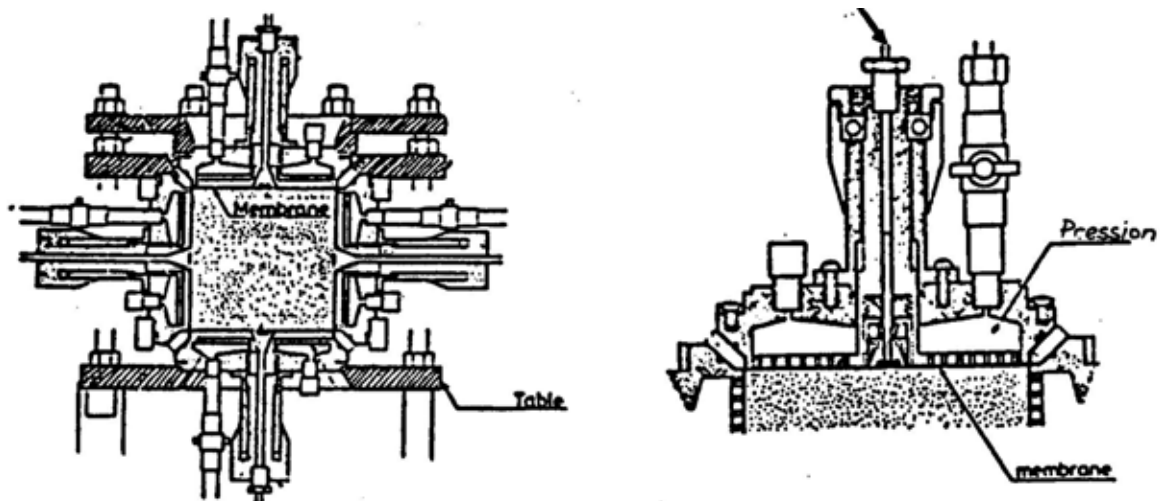


Figure 1.25 Véritable triaxial à interfaces souples d'Ishihara (1979)

Ce type d'équipement a pour avantage de pouvoir suivre de manière précise les chemins de contraintes imposés, d'assurer une bonne uniformité du champ des contraintes, surtout pour les petites déformations et de minimiser les interférences entre les trois directions ce qui permet d'atteindre des grandes déformations.

### 1.3.2.3 Appareils à parois mixtes

Cette version est composée à la fois de plateaux rigides et souples. Ce type cumule les avantages et les possibilités des deux autres essais (Green et Reades 1975 ; Sutherland et Mesdray (1969) ; Lade et Duncan, 1973 ; Miura et Toki, 1982).

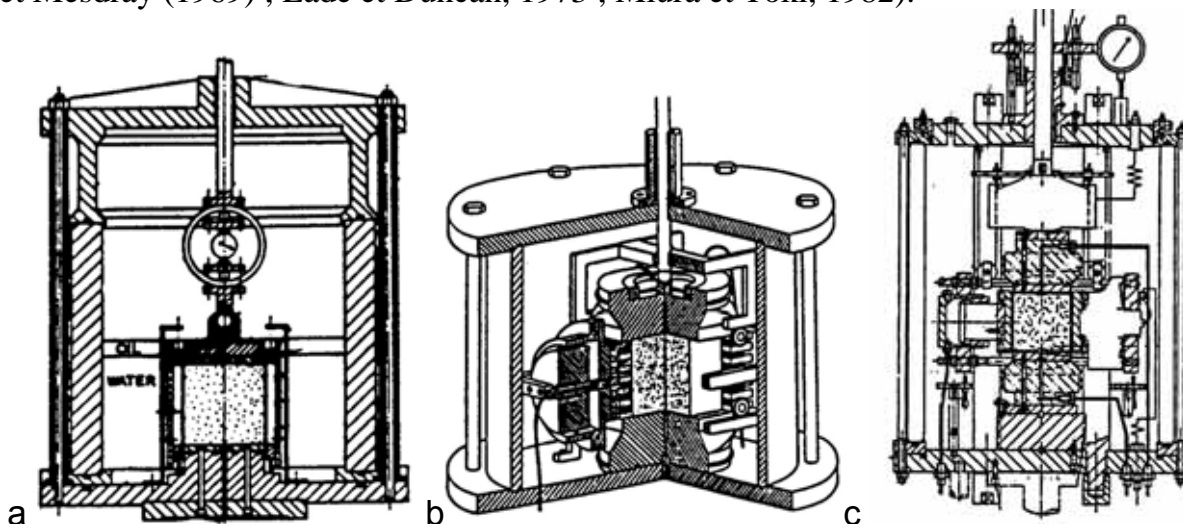


Figure 1.26 Véritables triaxiaux mixtes : a) Sutherland et Mesdray, b) Lade et Duncan, c) Green et Reades

Dans les trois appareils (figure 1.26) deux faces verticales opposées sont sollicitées directement par la pression de confinement et les deux plateaux horizontaux sont rigides. Pour la troisième direction Lade a choisi deux interfaces semi-rigides constituée d'acier et de balsa, ce qui permet au plateau de se déformer latéralement ; Green et Reades utilisent deux plateaux rigides et Sutherland deux interfaces souples sous forme de deux coussinets remplis d'eau sous pression contrôlable. Tous ces auteurs se sont

intéressés à l'influence de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols. Green et Reades ont réalisé des essais sur le sable de Ham River à trois densités différentes : lâche, moyenne et dense. Ils ont constaté que la résistance au pic augmente fortement et que la variation de volume augmente et va dans le sens d'une plus grande contractance pour le sable lâche et d'une dilatance moindre pour le sable dense et ceci pour des valeurs de  $b$  entre 0 et 0,28. Pour des valeurs de  $b$  comprises entre 0,28 et 1, la variation de volume va dans le sens d'une plus grande dilatance pour le sable dense et d'une moindre contractance pour le sable lâche.

Les appareils biaxiaux sont un cas particulier des vrais triaxiaux dont deux interfaces rigides et opposées sont fixes (figure 1.27) (Bishop et Wood, 1966 ; Bode et Dittman, 1972 ; Vaid et Campanella, 1974). Cet appareillage crée donc un état de déformation plane simulante, par exemple, le comportement d'un sol à l'arrière d'un ouvrage de soutènement. Il est possible de mesurer la contrainte principale intermédiaire en instrumentant les deux interfaces.

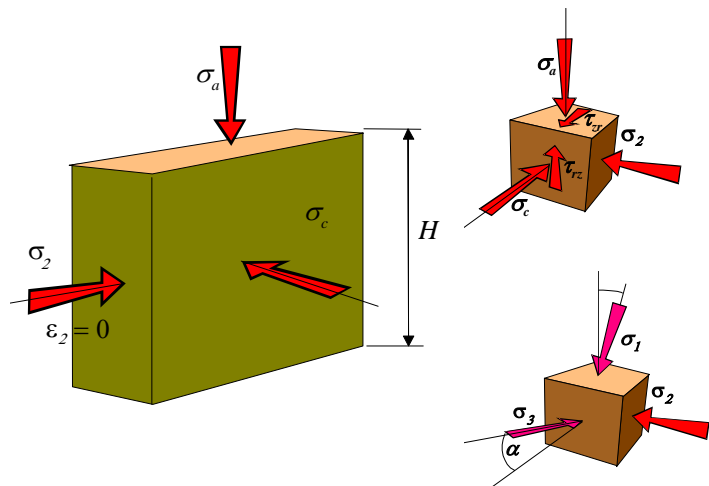
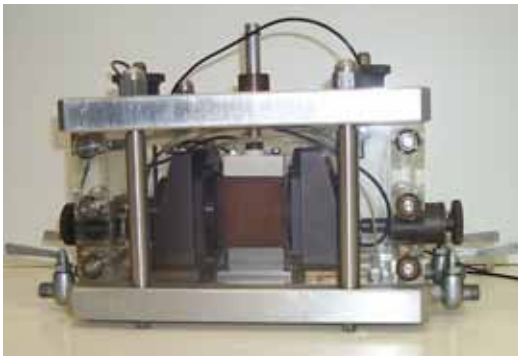


Figure 1.27 : a) Cellule biaxiale du LCPC, b) sollicitations, c) état de contraintes dans l'échantillon

Ladd *et al.* (1971) ont réalisé au Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.) des essais en déformations planes actifs et passifs sur l'argile bleue de Boston normalement consolidée.

Dans tous les essais réalisés,  $b$  a été fixé à 0,5 au début de la phase de cisaillement. C'est pourquoi, par la suite, les essais à  $b=0,5$  ont été appelés dans les publications « essais en déformations planes ».

Ils ont constaté que l'angle de frottement augmente considérablement par rapport à un essai en compression au triaxial (figure 1.28). Ils concluent que c'est dû en grande partie à l'effet de la contrainte principale intermédiaire.

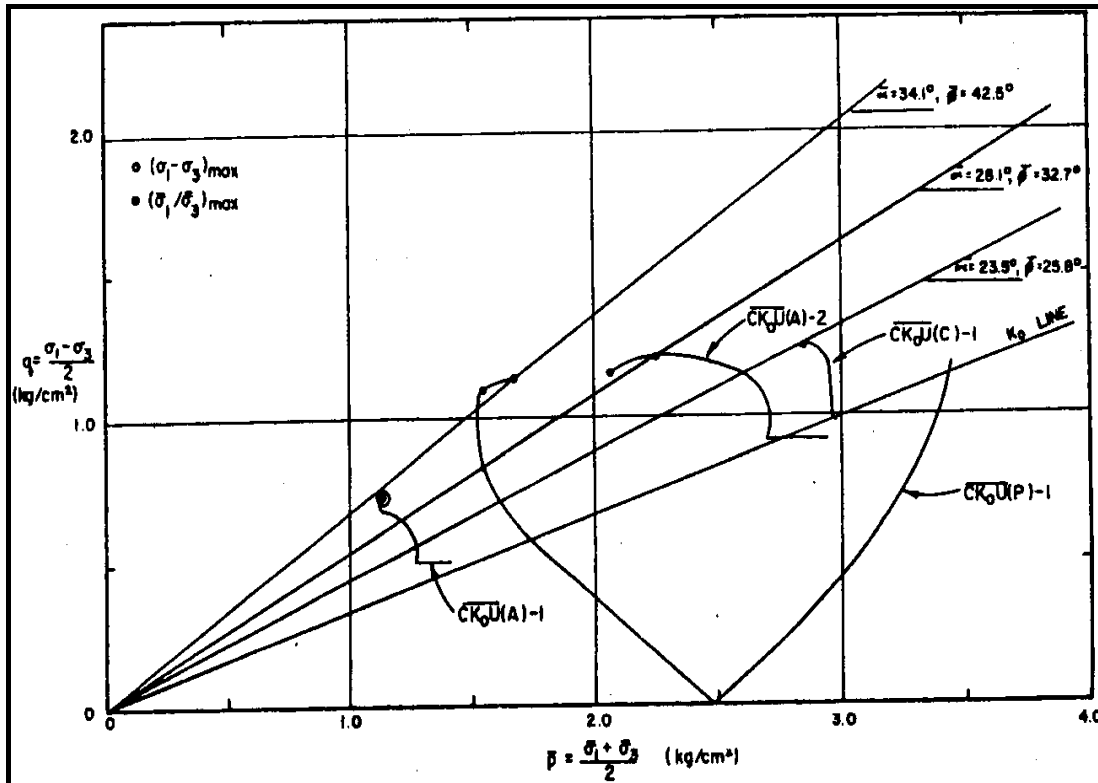


Figure 1.28 Comparaison entre les chemins de contrainte d'essais à déformation plane de types  $\overline{CK}_0U$  et d'un essai triaxial sur l'argile de Boston (Ladd et al., 1971)

Lade et Ochiai (1983) ont étudié l'influence de la contrainte intermédiaire dans le cas d'un matériau anisotrope en utilisant un sable (Cambria sand) à grains aplatis de façon à pouvoir créer une structure fortement orthotrope de révolution ( $\varepsilon_z < \varepsilon_y = \varepsilon_x$ ). Les essais ont été effectués au triaxial tridimensionnel en déformations planes, et sous conditions drainées. Les chemins appliqués dans le triaxial tridimensionnel étaient des chemins radiaux et la contrainte principale majeure était toujours  $\sigma_z$ .

En regardant les relations entre les contraintes et les déformations principales données par les auteurs, on constate que l'effet de la contrainte intermédiaire se fait sentir de façon évidente pour les valeurs de  $b$  dans la fourchette  $0,2 < b < 0,8$ . Les relations ( $\varepsilon_2 - \varepsilon_1$ ) semblent indiquer la présence d'un mécanisme de déformation plane. En observant les courbes de ( $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ ) on constate que le matériau montre un comportement moins dilatant quand la contrainte principale mineure est orientée selon l'axe d'orthotropie initial.

Les chemins en contraintes principales suivis avec ces appareils sont en cinématique irrotationnelle. Ces dispositifs souffrent de problèmes de conditions aux limites, dont les effets néfastes sont exacerbés par la taille souvent réduite de l'échantillon.

#### 1.3.2.4 Conclusion

Les vrais triaxiaux sont des appareils capables de suivre la rotation des contraintes ainsi que la position de la contrainte principale intermédiaire. Cependant les problèmes que nous avons évoqués précédemment limitent leur utilisation dans ce domaine. Plusieurs chercheurs ont tenté d'étudier, à l'aide des appareils réellement triaxiaux, la relation

entre le coefficient  $b$  caractérisant la position de la contrainte principale intermédiaire entre les deux contraintes mineure et majeure et l'angle de frottement interne des sols. Pour ce faire, un même type de sable a été testé selon plusieurs techniques d'expérimentation. Ergun (1980) a cherché en réalisant des essais avec deux types d'équipements à interfaces rigides et flexibles à cerner l'influence de l'appareillage et des procédures d'essai sur l'estimation de la résistance au cisaillement des sols. Ergun a constaté une augmentation de l'angle de frottement à partir de la compression pure ( $b=0$ ) jusqu'à  $b=0,7$  avant d'aborder une faible décroissance. Dans son cas,  $\phi$  à l'extension ( $b=1$ ) exhibe une valeur supérieure à celle de la compression de révolution d'environ 6 degrés.

Pour les appareils mixtes Reades et Green (1976) ont utilisé des appareils avec 4 interfaces rigides et deux flexibles soumises directement à la pression de confinement de la cellule. Dans leur cas, on constate une augmentation importante de la résistance au cisaillement entre  $b=0$  et  $b=0,3$ , puis celle-ci continue à augmenter faiblement jusqu'à  $b=1$ .

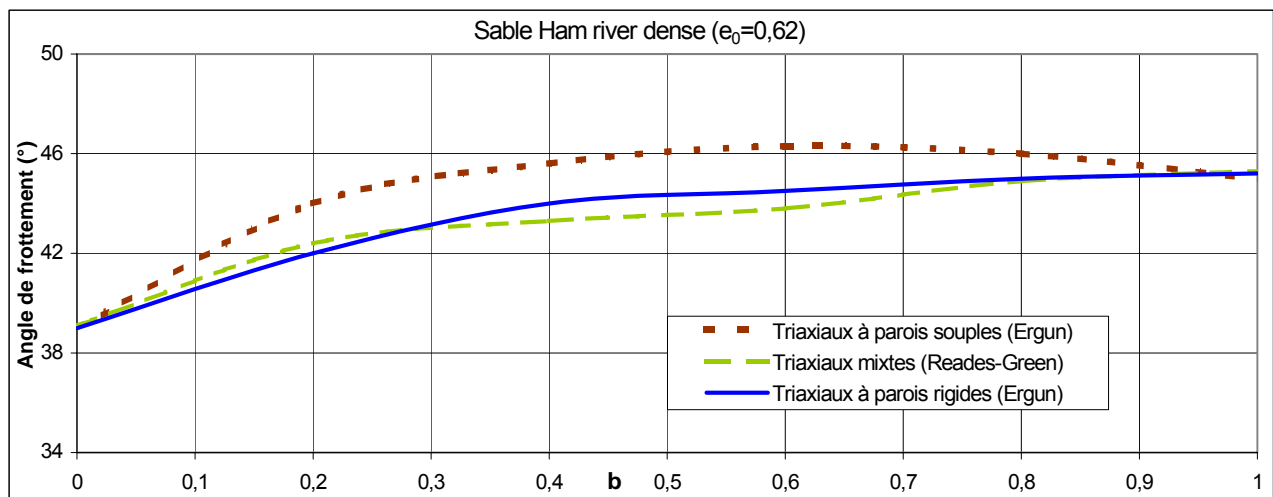


Figure 1.29 Variation de l'angle de frottement en fonction de  $b$  pour différents types d'appareillage

Ces différences peuvent être expliquées par deux raisons : le chemin de sollicitation suivi et le comportement de l'éprouvette après l'apparition des surfaces de discontinuité. La première est liée à la vitesse de l'essai ainsi qu'aux valeurs des paramètres de pilotage comme le déviateur et la pression moyenne. L'autre raison aussi importante est la facilité d'apparition et de propagation de bandes de cisaillement quand on atteint de grandes déformations. Ce facteur explique les écarts importants constatés sur l'angle de frottement pour les valeurs de  $b$  supérieures à 0,2. En effet, selon le type d'interfaces d'appareillage que va rencontrer la bande de cisaillement, la résistance du matériau testé change. Dans le cas des interfaces souples, la résistance mesurée de l'éprouvette correspond seulement au frottement le long de la bande de cisaillement alors que, dans le cas des interfaces rigides, les plateaux en s'opposant aux mouvements relatifs des bandes de cisaillement vont mobiliser un effort plus important. Ceci peut expliquer le fait que les courbes  $\phi=f(b)$  correspondant aux triaxiaux à parois souples décroissent quand  $b$  devient supérieur à 0,7 alors que, pour les appareils à plateaux rigides, cette courbe continue d'augmenter (figure 1.29).

Un autre facteur important est l'indice des vides initial. Sur la figure 1.30, nous avons réuni différents résultats d'essais obtenus par Reades et Green au véritable triaxial, donnant la variation de  $\varphi$  en fonction du coefficient  $b$  pour des échantillons d'indices de vides initiaux différents. Les courbes ont la même allure mais des écarts importants de la valeur de l'angle de frottement sont constatés. Cela peut être expliqué par le fait que l'angle de frottement est d'autant plus élevé que la granulométrie est fine et l'indice des vides initial est plus faible.

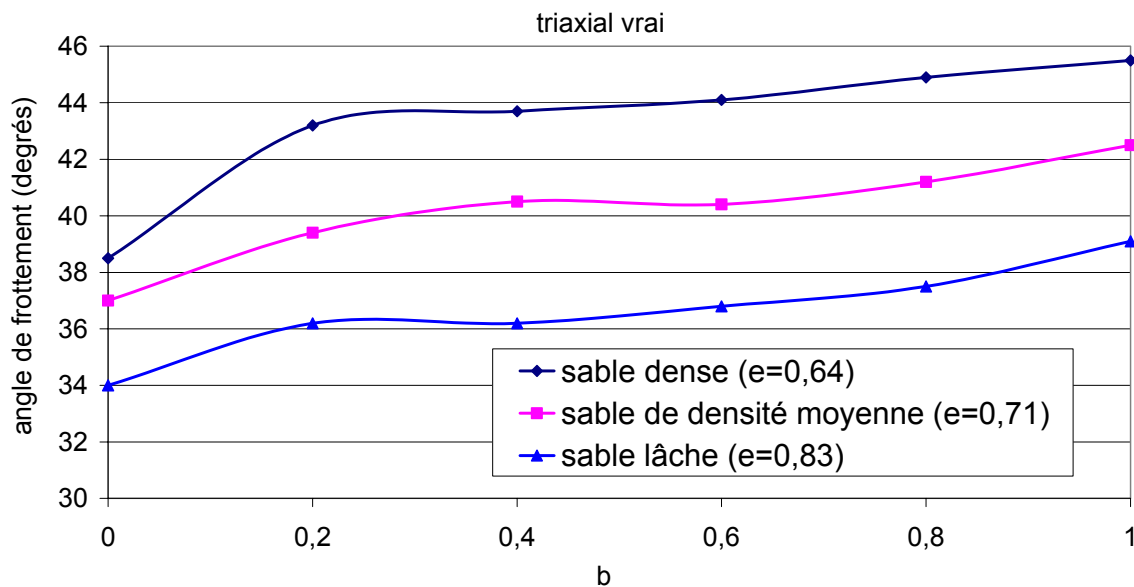


Figure 1.30 Variation de l'angle de frottement en fonction de  $b$  pour des sables de densités différentes

### 1.3.3 Essai de cisaillement direct

Ce paragraphe traite des appareils de cisaillement dans lesquels l'échantillon est mené à la rupture suivant une surface de rupture imposée. Deux versions distinctes de cisaillement direct existent : le cisaillement par translation et le cisaillement par rotation.

#### 1.3.3.1 Cisaillement par translation

Le premier appareil de cisaillement direct a été construit par Alexandre Collin en 1846 pour mesurer la résistance au cisaillement d'un sol argileux afin d'étudier la stabilité des talus (Collin, 1846 ; Skempton, 1947 ; Skempton, 1985). L'appareil de cisaillement direct par translation dans sa forme actuelle a été conçu par Casagrande en 1932.

L'échantillon cylindrique ou rectangulaire est entouré de deux demi-boîtes. Après une consolidation œdométrique, une charge axiale (à travers le plateau supérieur) et un déplacement relatif des demi-boîtes sont imposés à l'éprouvette, qui est entraînée ainsi à la rupture selon une surface imposée (horizontale) (figure 1.31). Le chapeau de l'éprouvette utilisé pour transmettre la charge verticale a sa rotation autorisée ou empêchée.



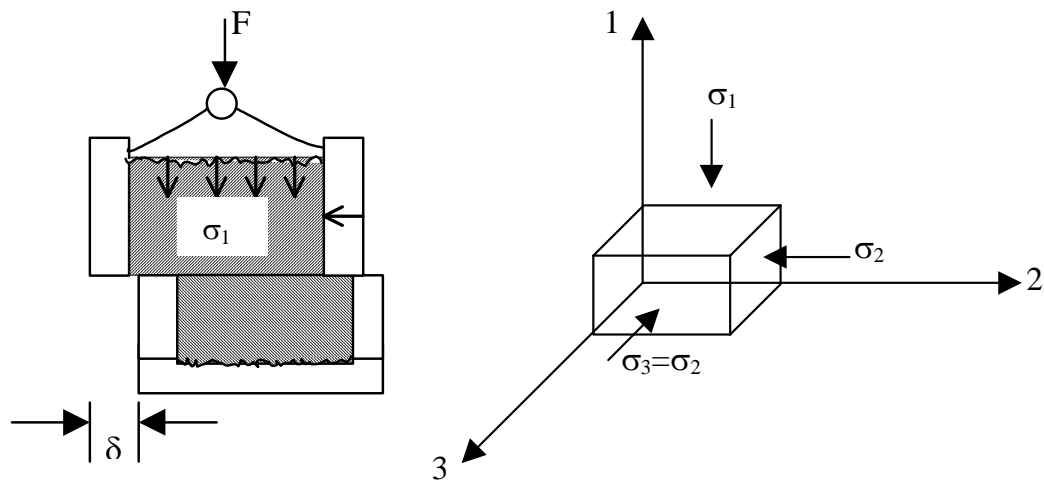


Figure 1.31 Cisaillement direct et état des contraintes avant cisaillement

Un appareil de cisaillement direct alterné a été développé au LCPC en 1973 par Blondeau et Berche (figure 1.32). Il s'agit d'un cisaillement direct de l'échantillon mais le déplacement final désiré s'obtient par cumul des déplacements partiels dans un sens ou l'autre.

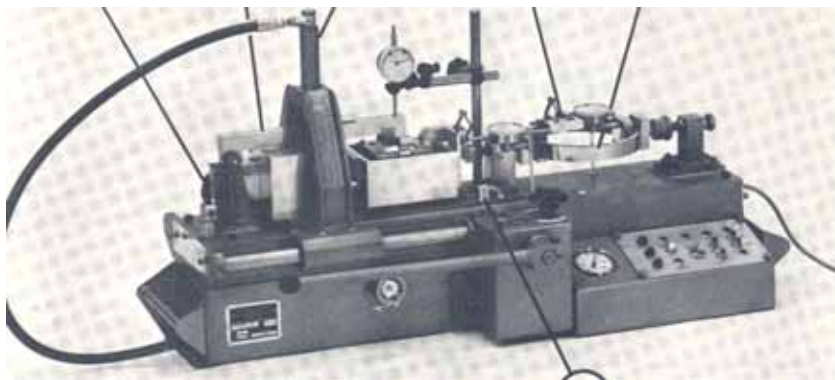


Figure 1.32 Appareil de cisaillement direct alterné du LCPC (Blondeau et Berche, 1973)

Durant l'essai, la mesure de la pression interstitielle est pratiquement impossible et la valeur réelle de la distorsion, le rapport du déplacement de cisaillement sur la hauteur de la zone cisailée, ne peut être estimée. En effet, la hauteur de la zone entraînée en cisaillement n'est pas définie du fait d'une déformation non-homogène.

L'étude concernant la contrainte tangentielle prouve sa répartition non-homogène. Habib (1984) a mis en évidence la différence qui existe entre la contrainte moyenne mesurée et la contrainte maximale agissant sur le plan de glissement.

Le changement d'allure de la courbe contrainte-déplacement en fonction de la hauteur de l'échantillon met en évidence la forte influence des dimensions de l'éprouvette.

Etant donné que l'essai de cisaillement direct représente souvent ce qui se passe dans la réalité, par exemple au bord d'une grande fouille en cours de creusement ou au sein d'un glissement de talus et que la résistance au cisaillement obtenue par cet essai sert directement au calcul de stabilité de ces ouvrages, il est donc primordial de savoir quelle hauteur d'échantillon testé convient le mieux.

La courbe contrainte-déplacement décrit habituellement une arrivée au pic suivie d'un palier A (figure 1.33). Pour une épaisseur infiniment petite de l'éprouvette, la courbe de

comportement se rapproche de la courbe théorique M, soit un schéma rigide-plastique. On observe que la résistance au cisaillement résiduelle reste indépendante de la hauteur de l'échantillon. Cependant, il faudrait, sans doute, s'interroger sur l'aptitude de cet appareil aux grands déplacements de cisaillement; ceci est d'autant plus vrai pour les matériaux granulaires et sans cohésion. Pour ces matériaux, le rapport taille de la boîte/dimension de la plus grosse particule du sol est de première importance (Shirdam *et al.* 1998 ; Vallé, 2001 ; Dubreucq, 1997). Ces derniers auteurs ont constaté que, pour les matériaux granulaires, l'espacement entre les deux boîtes par rapport à la dimension des plus grosses particules du matériau ( $d_{max}$ ) jouait un rôle non négligeable sur la localisation du cisaillement.

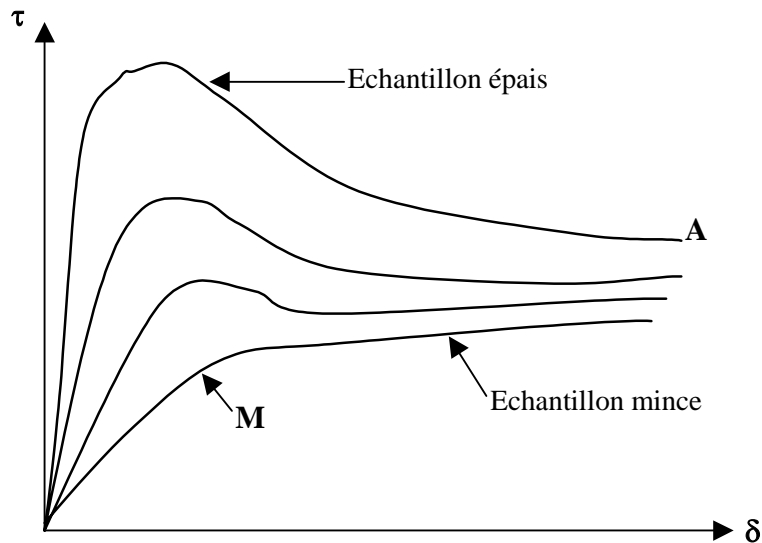


Figure 1.33 Courbe contrainte-déformation

En effet, au cours de l'essai, on passe en phase initiale de déplacements répartis de façon globale dans l'épaisseur totale, à des déplacements concentrés à l'épaisseur de la couche limite. Cette localisation (forcée par la configuration) des déplacements est un élément défavorable pour ce type d'appareil. Lorsque la contrainte de cisaillement est inférieure à une valeur seuil égale à environ 85% de la contrainte de cisaillement maximale, le cisaillement est uniforme sur toute l'épaisseur du sol. Passé ce seuil, la zone d'interface "couche limite" subit une grande distorsion (Yoshimi et Kishida, 1993).

Le sujet de la non uniformité des champs de contraintes et de déformations ainsi que le rôle de l'anisotropie sur la qualité des résultats a été évoqué par plusieurs auteurs. Arthur (1977a) a effectué quelques essais de cisaillement direct par translation sur le sable Leighton Buzzard pour étudier l'influence de l'anisotropie. Il a trouvé que l'orientation des couches du sable par rapport au plan de cisaillement avait un effet important sur les valeurs mesurées de l'angle de frottement interne.

Saada et Townsed (1981) ont mis en évidence les effets néfastes de la non uniformité des champs des contraintes et de déformations ainsi que du phénomène de la rupture progressive au sein de l'échantillon. Dans cette même vision, Potts, Dounias et Vaughan (1987) et Dounias et Potts (1993) ont modélisé l'essai de cisaillement direct avec le code de calcul en éléments finis de l'Imperial College à Londres. Ces trois auteurs ont montré les inconvénients de la non uniformité des contraintes sur la connaissance de l'état des contraintes, mais ils ont trouvé que, dans le cas d'un matériau

élastoplastique isotrope, la rupture progressive n'est pas importante. Les axes principaux de contraintes tournent en cours d'essai à partir de leur état initial mais le manque de connaissance de l'état de contrainte ne laisse pas la possibilité de les maîtriser.

### 1.3.3.2 Cisaillement direct par rotation (*Ring Shear test*)

Le cisaillement par rotation peut être produit par deux boîtes mises en rotation en sens opposé qui peuvent être soit superposées (cisaillement annulaire type Hvorslev, 1936) (figure 1.34-a), soit concentriques (figure 1.34-b) (type Hvorslev, 1952 ou ACSA, Chambon *et al.*, 2002).

L'échantillon est cylindrique ou annulaire et le cisaillement se fait alors par torsion suivant des plans horizontaux ou cylindriques.

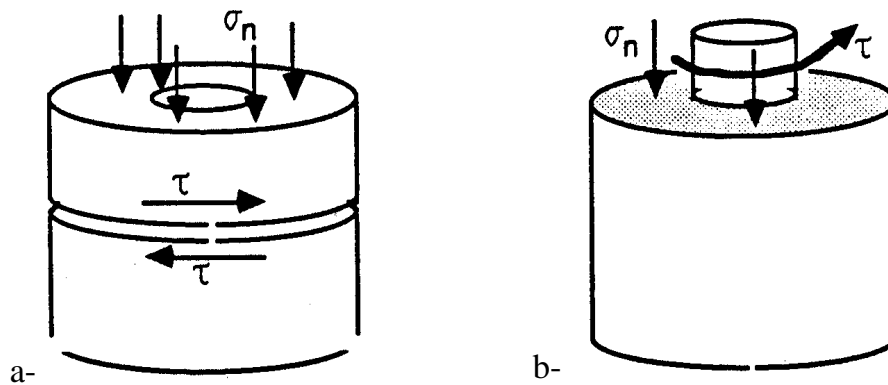


Figure 1.34 Types de cisaillement direct par torsion

Le premier appareil est surtout destiné à être une alternative à la boîte de cisaillement direct alternée pour étudier la résistance au cisaillement résiduelle (Bishop *et al.*, 1971 ; Blondeau et Berche, 1973), (Figure 1.35).

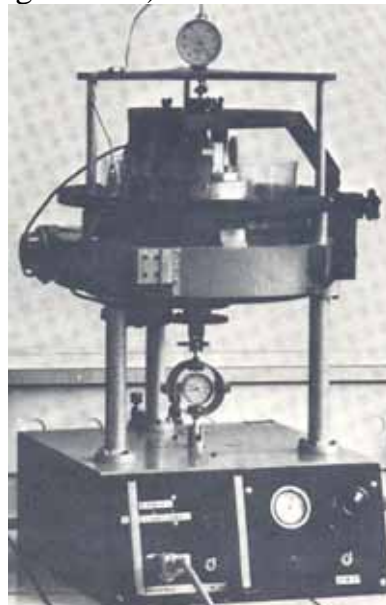


Figure 1.35 Appareil de cisaillement annulaire du LCPC (Blondeau et Berche, 1973)

Le second type a été développé pour étudier sur des matériaux analogiques ou naturels,

les propriétés d'interface sous différentes valeurs de l'étreinte latérale.

Les objectifs de la conception de ce type d'appareil employé pour la détermination de la résistance au cisaillement des sols se résument, selon Hvorslev et Kaufman (1952), aux points suivants :

- obtention de la résistance au cisaillement maximale. Dans les appareils de cisaillement direct par rotation, on élimine les problèmes de butée aux extrémités et on peut obtenir une distorsion homogène ;
- les déformations plastiques peuvent être observées avant la rupture ;
- suivi de l'évolution de la variation de volume ou de la pression interstitielle, suite à l'application du cisaillement ;
- détermination de la résistance au cisaillement résiduelle à de grandes valeurs de déplacement.

Dans l'essai de cisaillement annulaire, l'échantillon annulaire du sol est situé entre deux cylindres, extérieur et intérieur, divisés ou non à mi-hauteur, et deux embases, inférieure et supérieure. Ces dernières servent à transmettre la charge axiale. Le cisaillement est appliqué à l'échantillon selon une surface imposée à mi-hauteur de celui-ci. Un dispositif règle l'écart entre les lèvres des parties supérieure et inférieure des moules.

Nous pouvons résumer, comme suit, les avantages de cet appareil par rapport au cisaillement direct en translation:

- section constante de l'éprouvette en cours d'essai,
- contrôle de la distance entre les parties hautes et basses des moules. L'importance de ce point s'identifie à la possibilité de réalisation des essais à volume constant ou des essais avec mesure de la pression interstitielle,
- guidage des cylindres ainsi que celui des plateaux,
- possibilité d'imposer des déplacements de cisaillement considérables.

D'autre part, en fonction de l'appareil utilisé, il est également possible de suivre quelques chemins de contrainte.

Toutefois, la difficulté de détermination de certains éléments des tenseurs de contrainte et de déformation, notamment la distorsion, reste l'un des plus grands inconvénients de l'appareil. En effet, la détermination de la longueur de la zone cisailée dans l'échantillon se heurte à des difficultés. L'adhérence des parois avec le matériau joue un rôle important à ce sujet. Ce type de boîte ne permet de tester des échantillons que de taille modeste et entraîne une variation de la déformation de cisaillement élevée entre le cercle intérieur et extérieur.

### ***1.3.3.3 Conclusion***

Les appareils de cisaillement direct font tourner les contraintes principales. La connaissance des contraintes normales et tangentielles permet en conditions œdométriques de connaître les contraintes principales. Mais c'est la difficulté de pilotage en force de l'essai, la discontinuité de la rupture, la non uniformité des champs de cisaillement, le manque de quelques mesures ainsi que la limitation du plan de rupture qui rendent la maîtrise de la rotation des contraintes impossible.

### 1.3.4 Essai de cisaillement simple

Ce type d'appareillage fait partie des appareils permettant la rotation d'axes principaux des contraintes en appliquant une contrainte tangentielle à l'échantillon.

Le cisaillement simple, étudié à l'origine par Kjellman (1951) à l'Institut Géotechnique Suédois (SGI), donne une réponse positive aux questions posées. L'éprouvette testée est de forme cylindrique, confinée latéralement par une membrane et des anneaux qui évitent l'apparition des déformations radiales.

La version modifiée de cet appareil (figure 1.36-b), conçue par Bjerrum et Landva (1966) à l'Institut Géotechnique Norvégien (NGI) se distingue par l'utilisation de fils de fer venant renforcer la membrane.

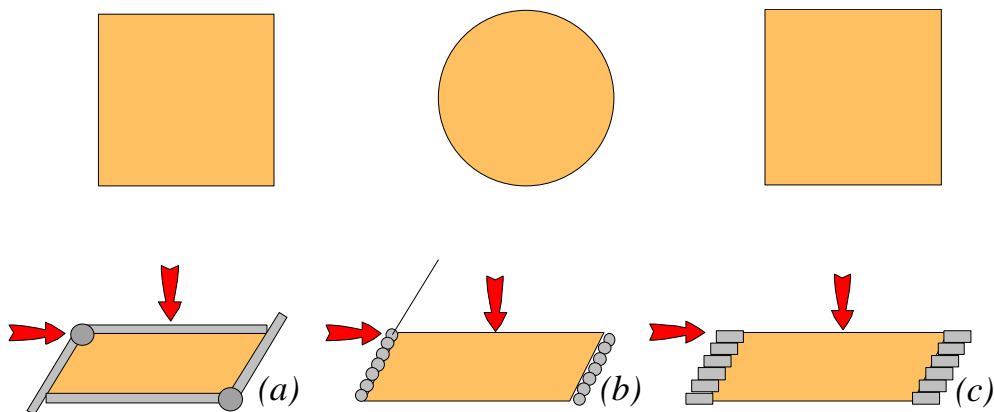


Figure 1.36 Types d'appareils de cisaillement simple : Roscoe (1953), N.G.I. (1966), Japonais (1986)

Un autre modèle de cisaillement simple (figure 1.36-a) a été mis au point par Roscoe à l'université de Cambridge (1953). Dans l'appareil de Roscoe, un effort normal ainsi qu'un déplacement horizontal, entraînant une contrainte tangentielle, sont imposés à la face supérieure de l'éprouvette, distordant celle-ci qui prend alors la forme d'un losange. Ce sont les rotules mises en place aux arêtes qui permettent ce genre de déformation. Les mesures prises se limitent aux forces axiales et tangentielles et aux déplacements dans les mêmes directions.

Budhu (1979) a montré que l'état de contrainte et de déformation dans les appareils de type N.G.I. ou Roscoe est loin d'être homogène. Budhu (1984) a employé un type de chargement identique à celui de Bjerrum dans le perfectionnement de l'appareil de cisaillement simple du N.G.I. Il a préconisé pour cette recherche un échantillon cylindrique de 11 cm de diamètre et 2 cm de hauteur.

L'appareil dit "MK7" (figure 1.37) est une forme modifiée de ce prototype. Le prototype développé par Stroud en 1971 est conçu dans la même optique que celui de Roscoe.

L'éprouvette de dimension 10x10x2 cm est soumise à la charge axiale et à la distorsion. Les efforts sont transmis à l'aide de nombreux plateaux rigides instrumentés par des capteurs d'efforts normaux et tangentiels qui entourent l'échantillon. La disposition de ces plateaux, l'aspect de l'appareil, dit MK 7, et les efforts appliqués à l'échantillon sont décrits sur la figure 1.37. A l'aide de chaque capteur, les efforts tangentiel,  $Q_i$ , et axial,

$P_i$ , ainsi que l'excentricité de ce dernier sont mesurés et servent au calcul final déterminant l'état de contrainte dans le noyau central. Ce noyau est considéré comme la zone où contraintes et déformations sont supposées uniformes.

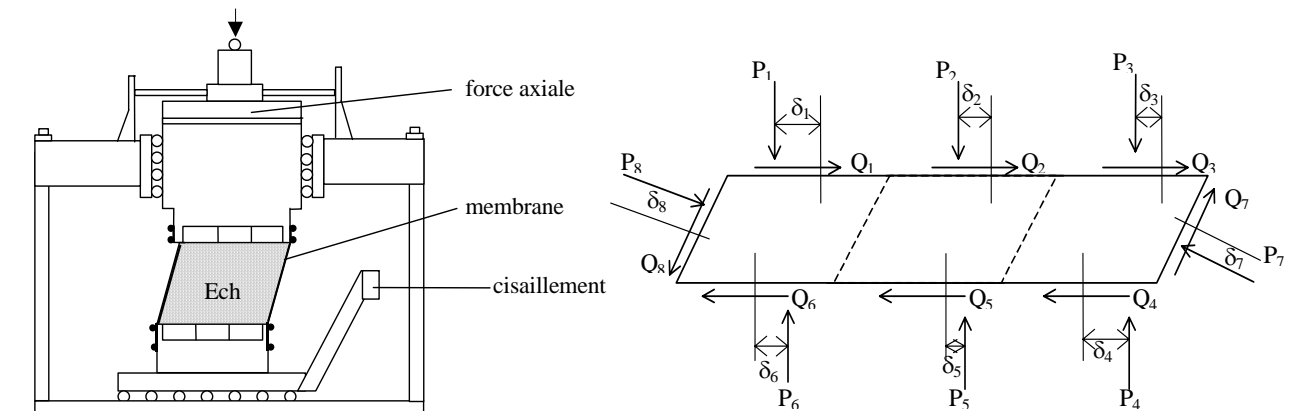


Figure 1.37 Forces mesurées dans l'appareil de Cambridge (MK7)

Dans le but de cerner les phénomènes de liquéfaction des sols et leur comportement au cours d'un tremblement de terre, Ishihara et Yasuda (1980) ont construit une version améliorée de l'appareillage de type N.G.I. (figure 1.38). Son appareil permet, outre le confinement de l'échantillon, l'application simultanée et contrôlée de contraintes de cisaillement suivant deux directions perpendiculaires, rendant ainsi possibles des chemins cycliques.

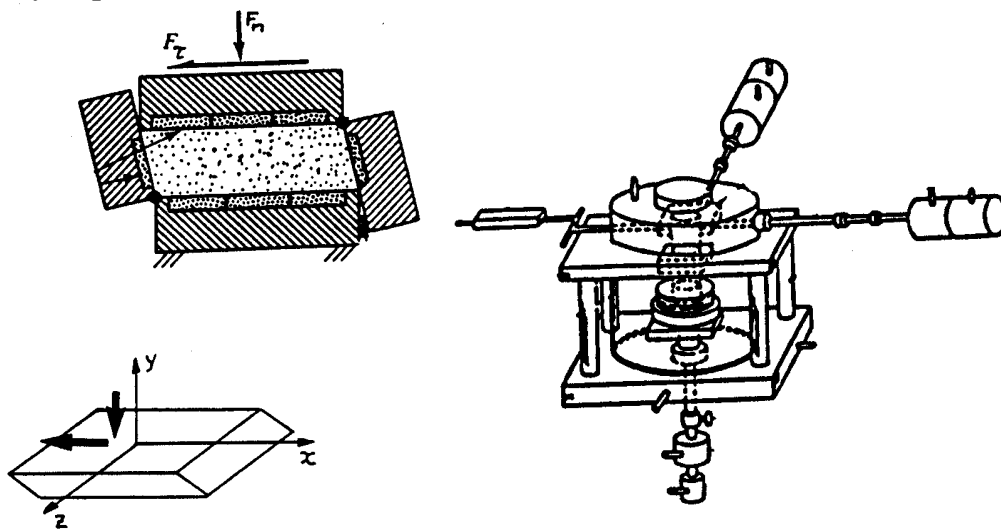


Figure 1.38 Appareil d'Ishihara et Yasuda (1980)

Ce type d'appareils ne manque pas de poser des problèmes de conditions aux limites au niveau des parties frontales (Vucetic *et al.*, 1982). Différents auteurs japonais ont proposé une solution (figure 1.36-c) qui consiste à empiler des plaques d'aluminium en forme de cadre qui lors de l'essai, suivent tel un mécanisme le sol en déformation (Kuwano *et al.*, 1994 ; Hayashi *et al.*, 1988 ; Uesegi *et al.*, 1986).

#### 1.3.4.1 Développement de la rupture

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques effectuée par Duncan et Dunlop (1977) permet d'aboutir à des conclusions intéressantes.

Le développement de la rupture à l'intérieur de l'échantillon, la naissance et l'élargissement des zones de rupture pour les différentes distorsions sont schématisés sur la figure 1.39.

Il est à signaler que la résistance au cisaillement de l'ensemble de l'échantillon n'est pas mobilisée en même temps et de façon uniforme.

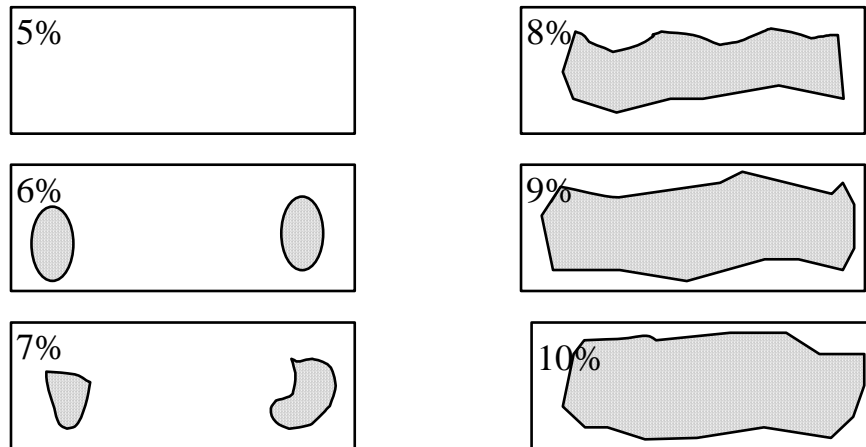


Figure 1.39 Rupture progressive dans le cisaillement simple

#### 1.3.4.2 Rotation des axes principaux dans le cisaillement simple

Deux hypothèses de départ sont à prendre en considération :

- l'échantillon est homogène,
- les surfaces qui sont horizontales le demeurent.

Au cours de l'essai, le champ de déplacement est décrit sur la figure 1.40 où  $x, y, z$  sont les coordonnées initiales d'un point du sol et  $X, Y, Z$  ses coordonnées actuelles :

$$\begin{aligned} x &= X + aY \\ y &= Y + bY \\ z &= Z \end{aligned} \quad (1.8)$$

d'où l'on trouve la matrice de transformation,  $P$ , et le tenseur Cauchy-Green,  $C$  :

$$P = \begin{pmatrix} 1 & a & 0 \\ 0 & 1+b & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad C = {}^t P P = \begin{pmatrix} 1 & a & 0 \\ a & 1+a^2+b^2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.9)$$

les valeurs propres de ce tenseur, qui expriment les déformations principales, sont :

$$\lambda_1 = \left( a^2 + b^2 + 2 - \sqrt{(a^2 + b^2)^2 + 4a^2} \right) / 2 \quad (1.10)$$

$$\lambda_2 = \left( a^2 + b^2 + 2 + \sqrt{(a^2 + b^2)^2 + 4a^2} \right) / 2 \quad (1.11)$$

$$\lambda_3 = 1 \quad (1.12)$$

Les nouveaux axes principaux, représentés par la direction propre du tenseur,  $V_1$ ,  $V_2$  et  $V_3$  déterminent la configuration des déformations dans l'espace des directions principales.

$$V_1 = \left( a, \left[ a^2 + b^2 + \sqrt{(a^2 + b^2)^2 + 4a^2} \right] / 2, 0 \right) \quad (1.13)$$

$$V_2 = \left( a, \left[ a^2 + b^2 - \sqrt{(a^2 + b^2)^2 + 4a^2} \right] / 2, 0 \right) \quad (1.14)$$

$$V_3 = (0, 0, 1) \quad (1.15)$$

La position des nouvelles directions X, Y et Z par rapport à leur état initial est montrée sur la figure 1.40. Aucune rotation n'a lieu pour l'axe z.  $V_1$  et  $V_2$  demeurent, quant à eux, constamment, les bissectrices des directions  $(1,0,0)$  et  $OM \left( -(a^2 + b^2)/2a, 1, 0 \right)$ .

L'angle de rotation des déformations,  $\alpha_\varepsilon$ , s'obtient par la relation :

$$\alpha_\varepsilon = 90^\circ - 0,5 \cdot \arctg\left(\frac{-2a}{a^2 + b^2}\right) \quad (1.16)$$

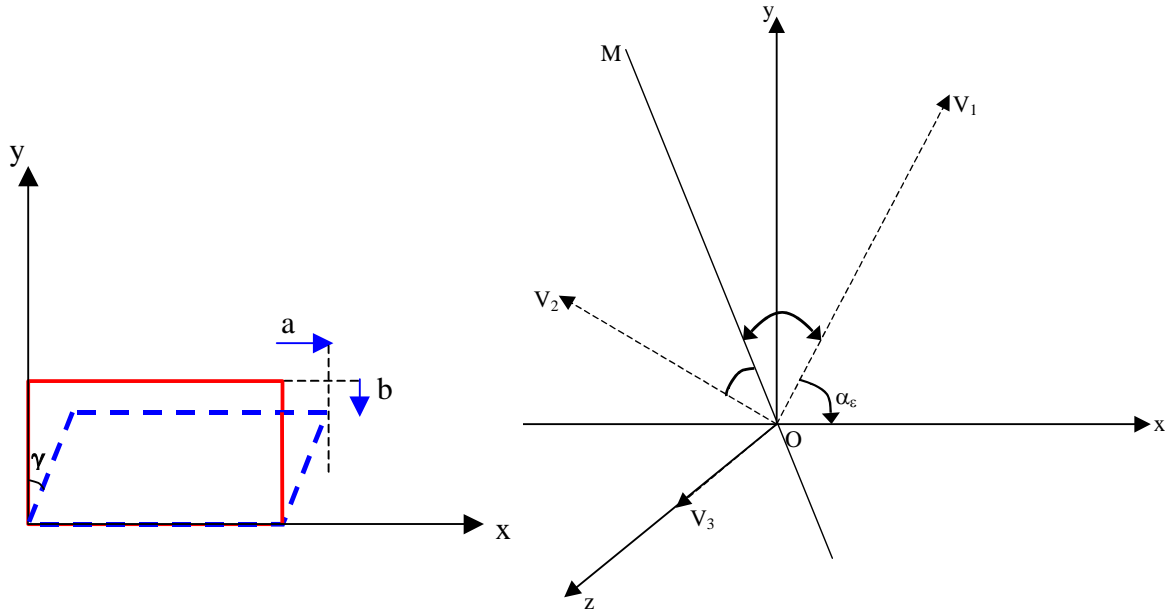


Figure 1.40 Champ de déplacement et rotation des contraintes dans l'essai de cisaillement simple

#### 1.3.4.3 Conclusion

L'appareil de cisaillement simple s'avère non adapté à l'étude de la rotation des contraintes parce que, même si l'on peut imposer et estimer la rotation des contraintes, il est difficile de la contrôler.

Avec la croissance de la distorsion, les contraintes parasites s'amplifient et les seules mesures des contraintes normale et de cisaillement à la tête de l'échantillon ne suffisent pas pour définir un état de contraintes, même si on le suppose homogène.



### 1.3.5 Essai de cisaillement directionnel

Arthur (1977/a) a imaginé un appareil de cisaillement dit directionnel où les contraintes normales et de cisaillement sont appliquées par des embases flexibles. Comme on le voit sur la figure 1.41, on peut imposer l'amplitude et les directions des contraintes principales mineure et majeure dans le plan horizontal en jouant sur les contraintes  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$ ,  $\tau_a$  et  $\tau_b$  appliquées sur les faces verticales de l'échantillon cubique (10x10x10 cm). La contrainte principale intermédiaire est imposée par la condition de déformation plane. Arthur s'est intéressé surtout à la rotation discontinue des axes principaux par chargement-déchargement de l'éprouvette puis rechargement dans l'autre direction (Arthur *et al.* ; 1980) avant qu'il s'intéresse à la rotation continue des contraintes (Wong et Arthur, 1986). L'appareil de cisaillement directionnel a pour avantages de pouvoir améliorer l'uniformité des champs de contraintes et de contrôler les axes principaux des contraintes. Par contre, le niveau des contraintes est limité, les contraintes de cisaillement ne pouvant pas excéder 50 kPa et la contrainte principale intermédiaire est mal définie à cause de la condition de déformations planes, ce qui rend l'interprétation des résultats difficile.

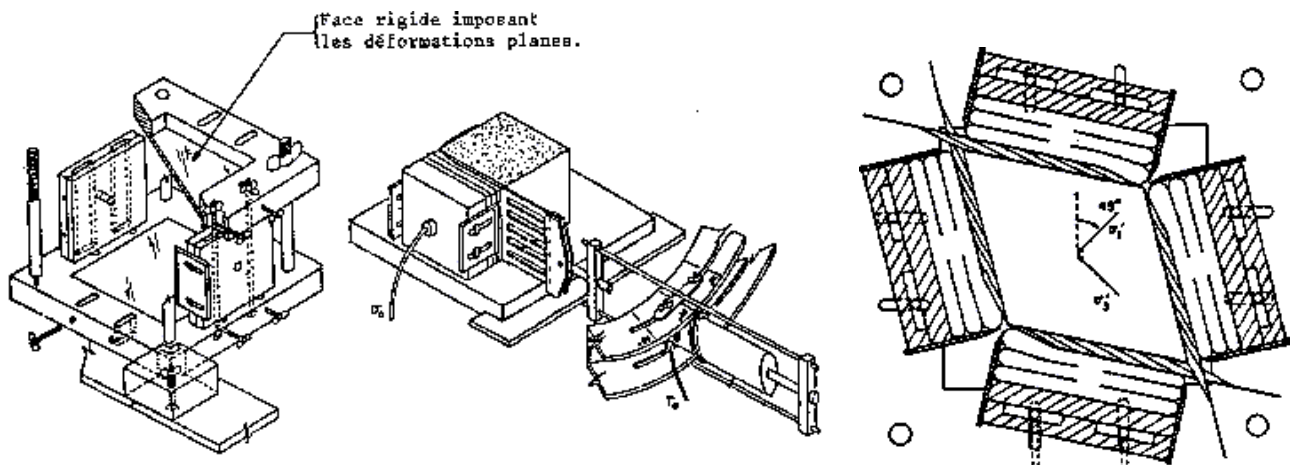


Figure 1.41 Vue de l'équipement et échantillon déformé

- **Appareil de cisaillement  $1\gamma 2\varepsilon$**

L'appareil développé par Joer dans le cadre de sa thèse à l'université Joseph Fourier de Grenoble en 1991 est une machine de cisaillement conçue pour l'étude des milieux pulvérulents modèles. L'appareil comporte un parallélogramme (OABC) contenant le matériau (Figure 1.42). Le parallélogramme peut subir des déformations normales (4 côtés) et des déformations en cisaillement (côtés AB et OC). Le point O est fixe et les côtés AO et BC restent horizontaux. Le matériau d'essai est un matériau bidimensionnel analogue aux sols granulaires (rouleaux de Schneebeli).

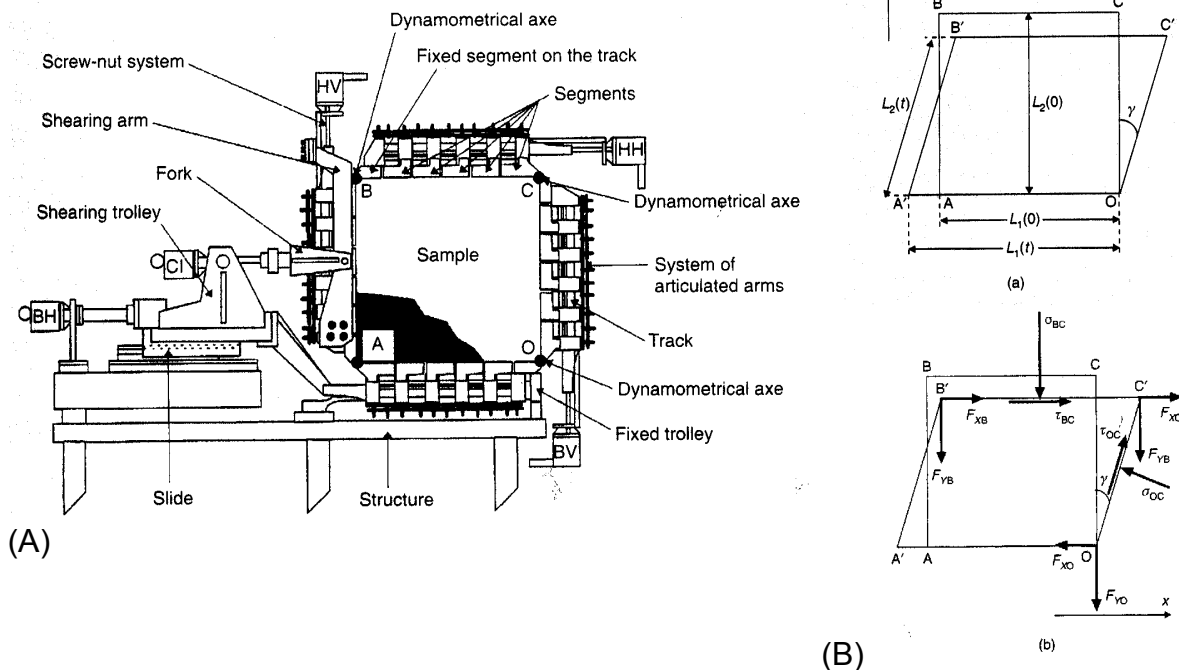


Figure 1.42 : (A) : Détails de l'appareil 1γ2ε, (B) : mesures déplacements a) et chargement b)

Le but essentiel de cet appareil est de comprendre le comportement des matériaux granulaires soumis à une rotation des axes principaux de contrainte ou de déformation. Les résultats montrent que la rotation cyclique provoque une tendance générale à la compaction et que les axes principaux d'incrément de contrainte et de déformation ne coïncident pas, contrairement à ce qui est admis pour les modèles élastoplastiques isotropes. Cet appareil conçu uniquement pour suivre la rotation des contraintes dans les sols granuleux n'est pas adapté aux sols avec matrice fine comme l'argile et le limon.

### 1.3.6 Synthèse

Nous avons décrit dans les parties précédentes de ce chapitre les principaux appareils d'essais de laboratoire. Nous avons constaté que les éprouvettes soumises à un état de déformation plane ou à un champ de contrainte triaxial permettent d'observer des rotations de contraintes non maîtrisées et non mesurables. En effet, le véritable triaxial est le seul à pouvoir, théoriquement, imposer indépendamment les trois contraintes principales et donc pouvoir explorer tout l'espace des contraintes principales. Toutefois, ces chemins en contraintes principales sont en cinématique irrotationnelle parce que la maîtrise de la rotation des contraintes n'est pas possible. D'autres essais en laboratoire ont été aussi mis en œuvre : essais de cisaillement direct, essais de cisaillement par torsion sur des éprouvettes cylindriques ou annulaires, essais de cisaillement simple et essais de cisaillement directionnel. Ces méthodes expérimentales recèlent souvent beaucoup d'imperfections et de limitations comme :

- la condition de déformations planes imposée rendant l'état de contrainte mal défini ;
- l'absence de maîtrise de la rotation des contraintes ;
- l'impossibilité d'atteindre des grandes déformations ;

- les problèmes d'uniformité des contraintes et des déformations dus à la géométrie de l'échantillon ;
- la difficulté d'imposer des chemins de contraintes variés dans la plupart de ces appareils. C'est dû en partie à la difficulté de pilotage en force des essais.

Dans le tableau 2, nous avons essayé de synthétiser les informations sur les essais de laboratoire que nous avons déjà évoqués :

Tableau 2 Synthèse pour les essais de laboratoire

Type	Essai	Histoire de contrainte			Paramètres de déformation		Paramètres de résistance		
		$\sigma_{ho}$	$Ko$	$\sigma_p$	$E$	$G_{max}$	$c$	$\phi$	effectifs
Essais de cisaillement	Direct	-	-	mesuré	-	-	mesuré	mesuré	mesuré
	Simple	-	-	mesuré	-	mesuré	mesuré	mesuré	mesuré
	Annulaire	-	-	mesuré	mesuré	-	mesuré	mesuré	mesuré
triaxiaux de révolution	Essai triaxial standard	-	-	-	mesuré	-	mesuré	mesuré	mesuré

Après cette synthèse des essais « classiques » de laboratoire, nous présentons l'histoire du développement de l'appareil de torsion et les principaux travaux effectués à l'aide cette méthode.

### 1.3.7 L'appareil de torsion et la rotation des contraintes

Depuis les années 1930, quelques tentatives de conception d'un appareil de torsion sur des éprouvettes cylindriques creuses ont été entreprises dans divers centres de recherche au plan international. Le développement de l'appareil de torsion fait suite à la constatation que les appareillages classiques n'autorisent pas le cisaillement rotationnel maîtrisé. Le prototype envisagé consiste à imposer à un échantillon cylindrique creux une combinaison de contraintes normales et une contrainte tangentielle due à l'application d'un couple de torsion.

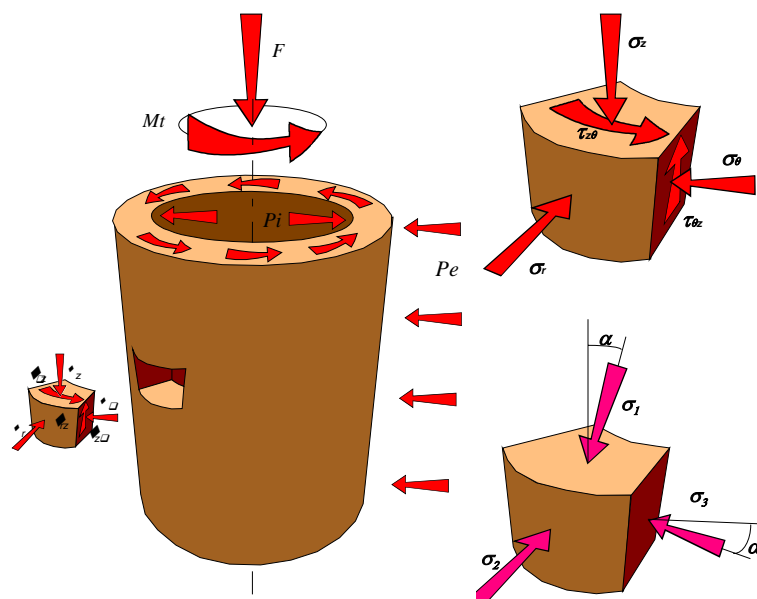


Figure 1.43 État de contraintes dans l'éprouvette cylindrique creuse

Le premier appareil de torsion décrit dans la littérature est celui de Cooling et Smith (1935). L'échantillon, de forme cylindrique creuse, n'est soumis qu'à un couple de torsion le conduisant à la rupture (cisaillement pur). L'objet principal de la recherche réalisée s'inscrit dans le cadre de l'étude de la variation de la résistance au cisaillement ultime en fonction de la teneur en eau de l'échantillon.

L'appareil de Geuze et Tan (1952) semble être identique au précédent.

Habib (1952), et Haythorntrwaite (1961), ont tenté d'appliquer une torsion à des échantillons cylindriques pleins et cylindriques creux. Le but essentiel de ces travaux est l'étude de l'influence de la variation de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols.

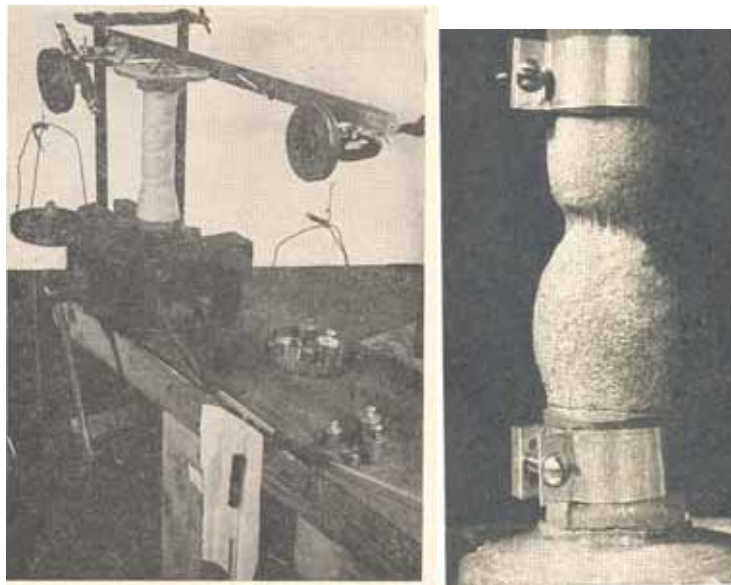


Figure 1.44 Appareil de torsion de Habib (1952)

Quelques articles, parmi lesquels figurent les travaux de Broms et Casbarian (1965), Saada et Zamani (1969), Lade (1981), Hicher (1985) ainsi que d'autres travaux, touchant soit aux méthodes d'étude et aux appareillages d'essais, soit au comportement des sols en cinématique rotationnelle, ont été publiés.

L'ensemble de ces travaux ne s'est pratiquement intéressé qu'à des types particuliers de sol, le sable et l'argile reconstituée en laboratoire. Ces sols étant soit purement frottants ou cohérents, il est peu probable que les résultats obtenus puissent caractériser correctement le comportement des sols naturels ayant souvent des textures intermédiaires.

#### ***1.3.7.1 Effet de la géométrie de l'éprouvette sur les essais triaxiaux***

Les échantillons cylindriques creux sont habituellement utilisés pour les essais de torsion ou pour les essais avec pressions extérieure et intérieure différentes. Le chemin triaxial, dans lequel le trièdre principal est fixé, a généralement servi comme base de référence lors de l'interprétation des essais de torsion. Des chercheurs ont essayé d'établir la comparaison des résultats obtenus pour les deux formes de l'éprouvette: cylindrique et cylindrique creuse.

Frydman *et al.* (1971) ont réalisé des essais triaxiaux sur un cylindre de 20 cm de hauteur et de 10 cm de diamètre et un cylindre creux de même dimension extérieure mais de diamètre intérieur de 5 cm.

La figure 1.45 représente la variation du déviateur et de la déformation volumique en cours d'essai pour le sable lâche. La condition à l'interface de l'embase et du sable est identique pour les deux échantillons.

On observe, d'après la figure, une arrivée au pic assez tardive pour l'échantillon cylindrique par rapport au cylindre creux. Les contraintes à la rupture sont semblables ; on trouve, cependant, des différences considérables au niveau de la déformation volumique.

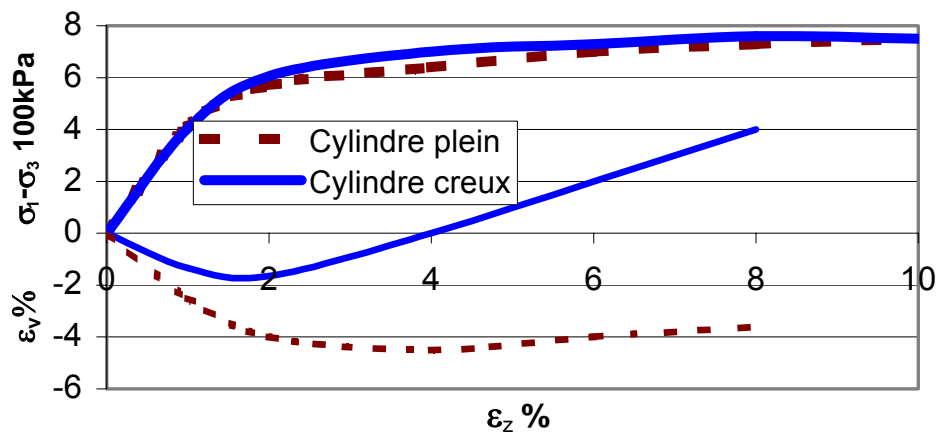


Figure 1.45 comparaison entre essais sur cylindre plein et sur cylindre creux d'un sable lâche

Une recherche similaire faite par Jamal (1972) examine l'influence de la forme de l'échantillon pour les matériaux cohérents. La courbe contrainte-déformation pour trois échantillons, sous un chemin triaxial, est représentée sur la figure 1.46. Le déviateur pour le cylindre creux est légèrement supérieur à celui des échantillons cylindriques.

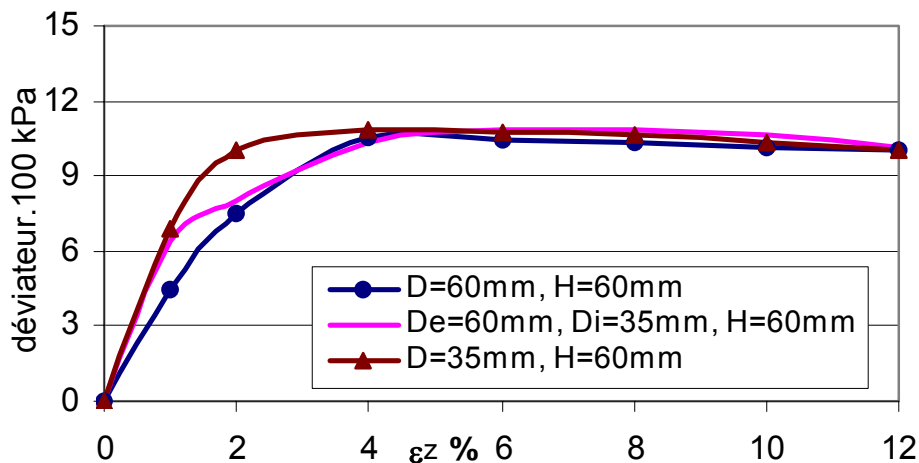


Figure 1.46 Courbes contrainte-déformation pour trois échantillons de géométries différentes

### 1.3.7.2 Effet de la forme de l'éprouvette sur la torsion

La géométrie de l'éprouvette cylindrique creuse varie selon les expérimentateurs. Le choix de sa hauteur et de ses rayons intérieur et extérieur est influencé par le phénomène de non uniformité des contraintes au sein de l'échantillon. Le problème de non uniformité des contraintes est dû en grande partie au frottement de l'échantillon sur les plateaux de la presse. L'effet du fretage se manifeste en empêchant complètement ou partiellement le déplacement horizontal du sol dans les zones proches des embases, ce qui se traduit par des contraintes de cisaillement parasites qui perturbent les champs de contraintes et de déformations.

Comme on l'a déjà évoqué dans la partie concernant l'appareil triaxial classique, le fretage a un rôle néfaste dans la mesure de la résistance à la rupture. Il diminue considérablement en utilisant des systèmes d'antifretage et en testant des éprouvettes de grands élancements, supérieurs à 2. Pour estimer l'effet de ces perturbations et l'étendue des zones affectées lors d'un essai de torsion, un calcul en éléments finis est nécessaire. Hight *et al.* (1983) ont mené une étude sur les perturbations générées lors d'un essai de compression triaxial d'un cylindre creux élastique et complètement fretté. La torsion n'a pas été considérée parce que, en élasticité linéaire, elle n'influe pas sur l'uniformité des contraintes.

La figure 1.47 illustre les résultats obtenus dans le cas d'une compression isotrope  $\sigma_z = P_e = 200$  kPa,  $P_i = 350$  kPa pour différentes hauteurs d'échantillons avec des diamètres intérieur et extérieur de 20 et 25 cm et un coefficient de Poisson  $\nu = 0,5$ . L'uniformité est estimée par le rapport des contraintes (échantillon fretté/échantillon parfaitement libre).

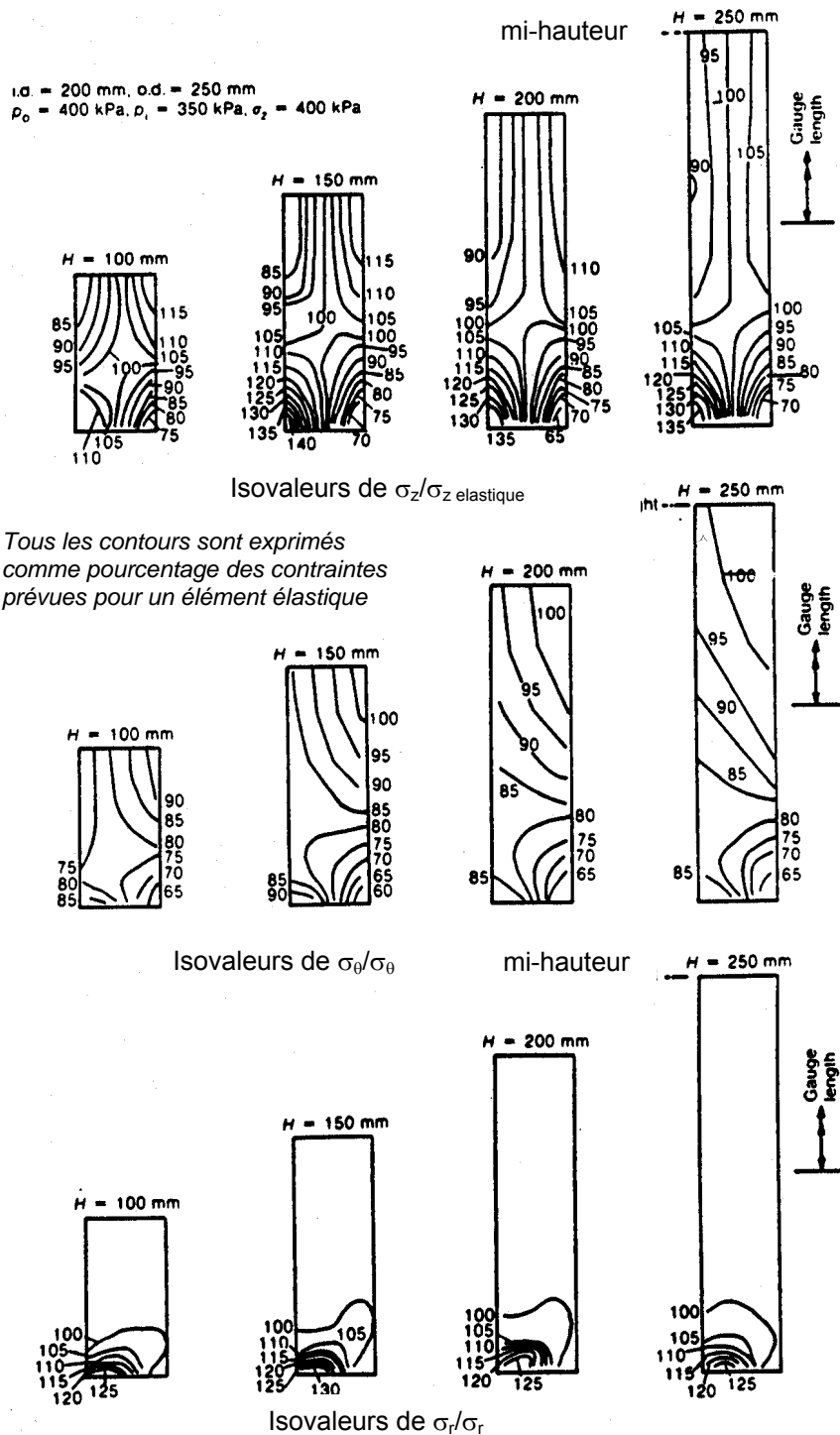


Figure 1.47 Analyse en élasticité linéaire de la non uniformité des contraintes en fonction des dimensions de l'éprouvette

Un autre calcul, mais pour un matériau élastoplastique cette fois, a permis à Hight *et al.* en 1984 de visualiser les zones perturbées dans un cylindre creux au cours d'une compression axiale (figure 1.48) selon leur degré d'uniformité et ceci à deux stades de l'essai.

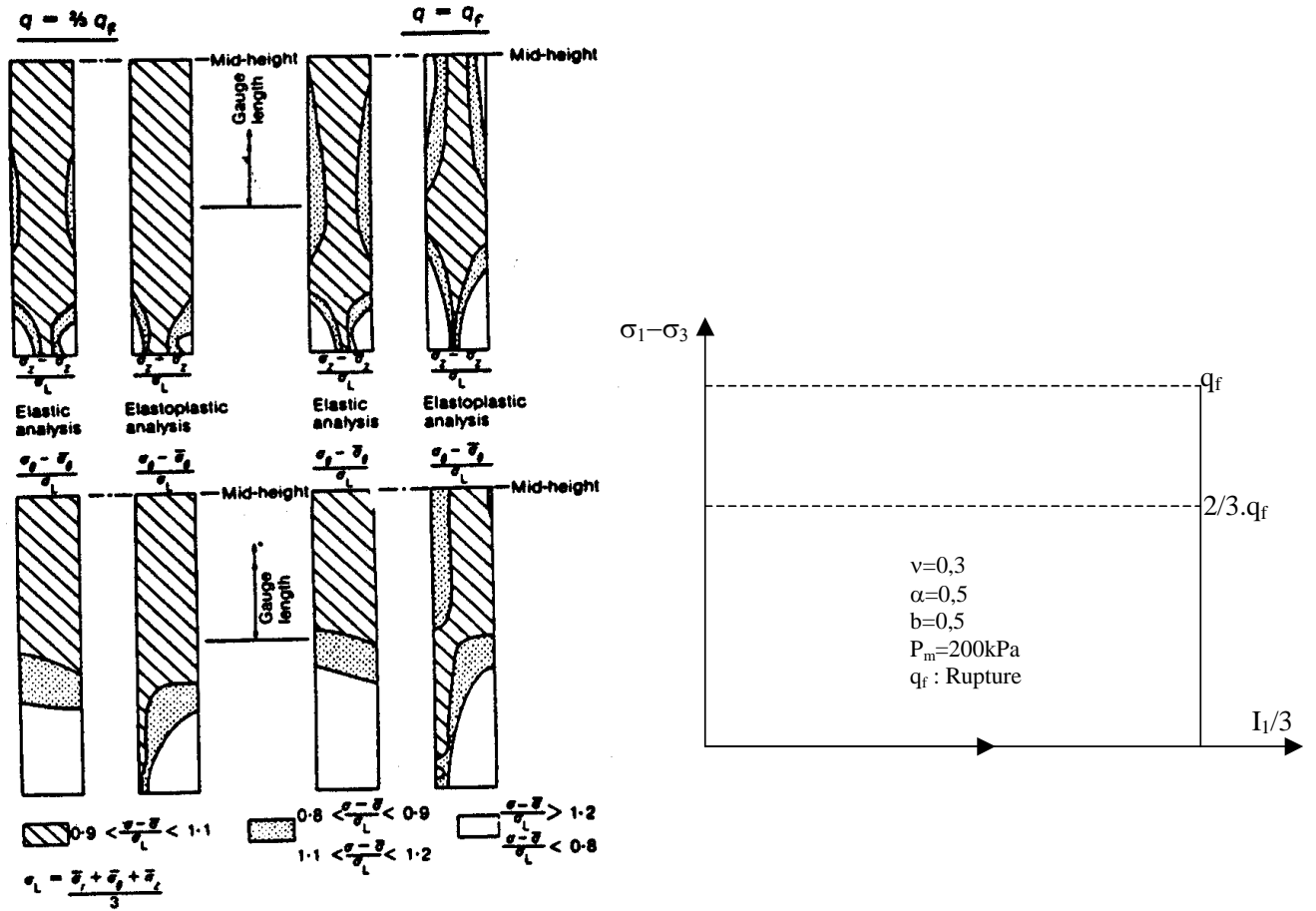


Figure 1.48 Analyse élastique et élastoplastique d'un cylindre creux complètement fretté (Symes-Hight-Gens, 1984)

On peut constater dans ces deux études que la hauteur de la zone perturbée est sensiblement la même et ne dépend pas de la hauteur de l'éprouvette, c'est à dire qu'elle n'est pas fonction que de l'interface et que la zone où l'erreur est supérieure à 10% varie de 4 à 5 cm selon que le matériau est supposé élastique ou élastoplastique.

En torsion, le problème des non uniformités des contraintes et des déformations qui se produisent au cours du cisaillement a été largement discuté. Le choix d'utiliser des échantillons cylindriques creux dans l'essai de torsion est dû à la non homogénéité importante des contraintes tangentielles dans les cylindres pleins de sol.

En effet, dans le cas élastique la contrainte tangentielle en fonction du rayon  $r$  est :

$$\tau_{\theta z} = \frac{2.Mt.r}{\pi.(R_e^4 - R_i^4)} \quad (1.17)$$

et la contrainte moyenne vaut :

$$\bar{\tau}_{\theta z} = \frac{4.Mt.(R_e^3 - R_i^3)}{3.\pi.(R_e^4 - R_i^4)(R_e^2 - R_i^2)} \quad (1.18)$$

La contrainte tangentielle moyenne pour un cylindre plein ( $R_i = 0$ ) :



$$\bar{\tau}_{\theta z} = \frac{4.Mt}{3.\pi.R^3} \quad (1.19)$$

La valeur de la contrainte tangentielle maximale pour un cylindre plein est :

$$\tau_{\theta z}(\max) = \frac{2.Mt}{\pi.R^3} \quad (1.20)$$

On voit que l'écart entre les valeurs maximales et moyennes vaut  $\frac{\tau_{\max} - \bar{\tau}}{\bar{\tau}} = 50\%$ . D'où la constatation que l'échantillon plein, qui présente 50% d'erreur possible, n'est pas approprié aux essais de torsion.

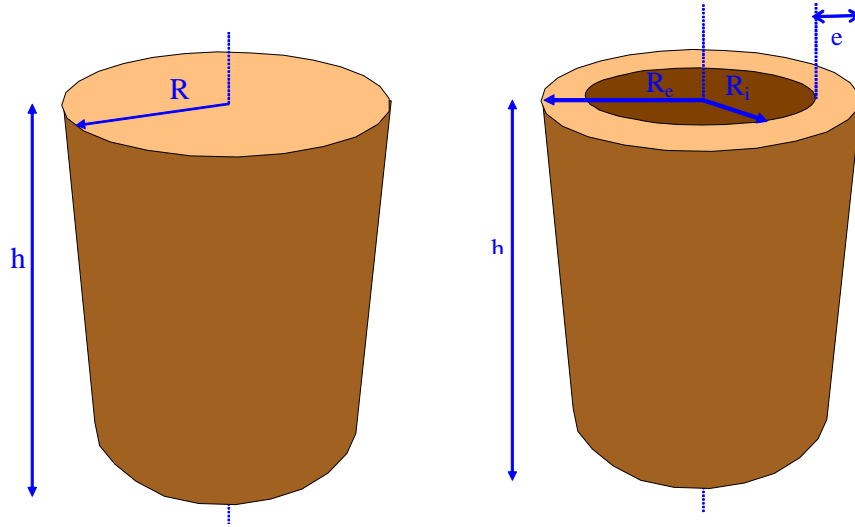


Figure 1.49 Géométries d'un cylindre plein et d'un cylindre creux

Pour étudier l'épaisseur idéale de l'échantillon cylindrique creux et quantifier le niveau de non-uniformité des contraintes, Hight *et al.* (1983) ont défini les paramètres  $\beta_1$  et  $\beta_3$  en fonction des contraintes réelles appliquées aux éprouvettes et des déformations correspondantes, de leurs dimensions ainsi que du chemin de contraintes suivi lors du cisaillement :

$$\beta_1 = \frac{|\bar{\epsilon}^* - \bar{\epsilon}|}{\epsilon_L} \quad \text{avec} \quad \epsilon_L = (|\bar{\epsilon}_\theta| + |\bar{\epsilon}_r|)/2 \quad (1.21)$$

$$\beta_3 = \int_a^b \frac{|\sigma(r) - \bar{\sigma}^*| dr}{(b-a)\sigma_L} \quad \text{avec} \quad \sigma_L = (|\bar{\sigma}_\theta| + |\bar{\sigma}_r|)/2 \quad (1.22)$$

La figure 1.50 donne les variations de ces deux paramètres en fonction du rapport des contraintes moyennes  $\frac{\bar{\sigma}_r}{\bar{\sigma}_\theta}$ , respectivement radiale et orthoradiale, et du rapport des rayons intérieur et extérieur  $R_i/R_e$  pour des valeurs différentes du coefficient de Poisson  $\nu$ . Appliquer aux éprouvettes des sollicitations uniformes constitue le critère le plus

important dans le choix de l'appareillage d'essais ; le rapport  $R_i/R_e$  retenu par les auteurs afin de satisfaire cette condition est voisin de 0,8.

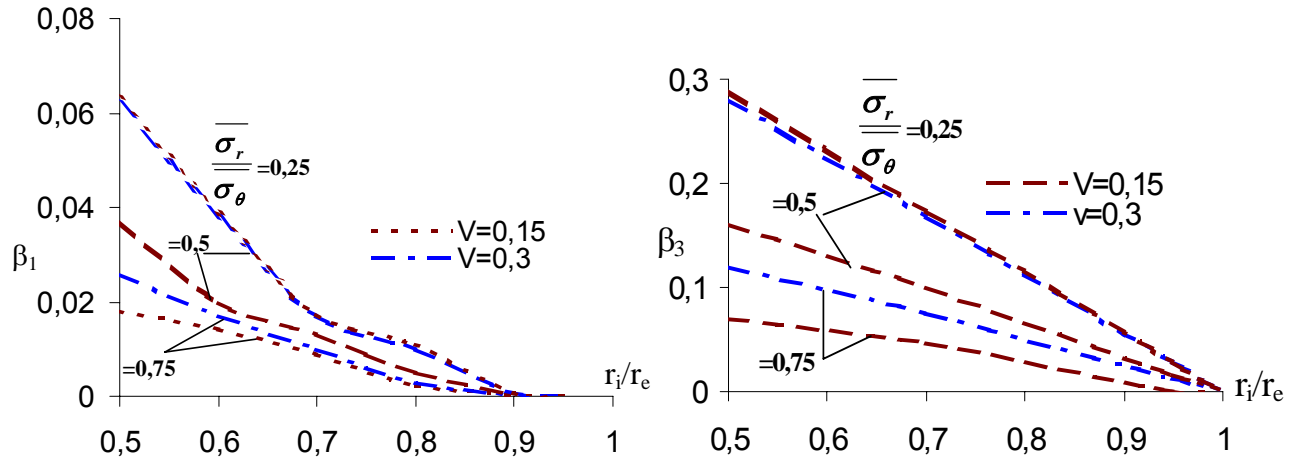


Figure 1.50 Variation des paramètres  $\beta_1$  et  $\beta_3$

L'amplitude des variations des paramètres  $\beta_1$  et  $\beta_3$  dépend du rapport  $R_i/R_e$ . L'uniformité idéale  $\beta_1 = \beta_3 = 0$  correspond à  $R_i \cong R_e$ . La non uniformité de la distorsion en raison de l'épaisseur du cylindre creux est mise en évidence. En effet, sur toutes les sections de l'échantillon, chaque élément subit une distorsion, fonction de sa distance à l'axe de symétrie du cylindre. Pour obtenir une déformation de cisaillement (distorsion) uniforme, Ishibashi et Shérif (1974) ont proposé une géométrie particulière pour leur cylindre creux mis en torsion.

Sur la figure 1.51, les distorsions des points A , B et C sont données par les relations suivantes :

$$\gamma_A = (OA.\theta)/AA_1 = (R_e.\theta)/H_e \quad (1.23)$$

$$\gamma_B = (OB.\theta)/BB_1 = (R_i.\theta)/H_i \quad (1.24)$$

$$\gamma_C = (OC.\theta)/CC_1 = (r.\theta)/h \quad (1.25)$$

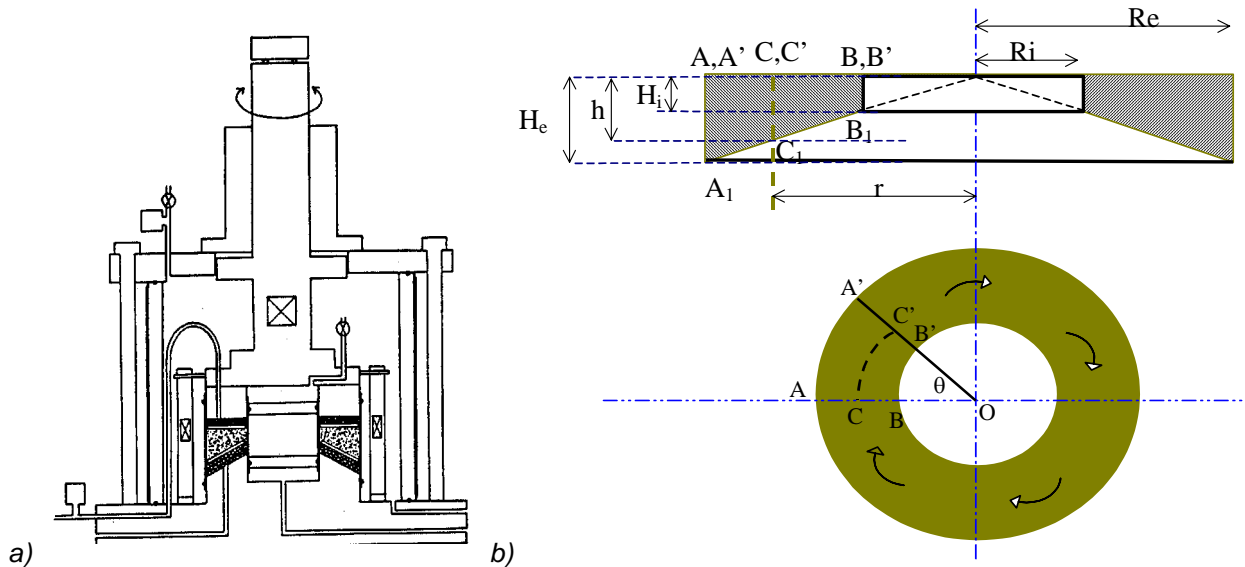


Figure 1.51 a) Appareil de torsion d'Ishibashi et Shérif, b) Distorsions dans le cylindre creux

Le cylindre creux est conçu de sorte que la hauteur varie linéairement par rapport au rayon. Ceci se traduit par :  $R_e/H_e = R_i/H_i = r/h$ .

Dans leur appareil, le plateau supérieur sert à l'application de la torsion et celui du bas reste fixe. L'angle de rotation  $\theta$  reste identique pour tout élément situé sur une section parallèle à l'embase supérieure. Un tel dimensionnement, vu la hauteur variable, implique une déformation axiale non uniforme de l'éprouvette et de fortes perturbations au niveau des contraintes à cause de la taille réduite de l'échantillon (environ 2 cm de hauteur). On constate que la conséquence sur l'uniformité des contraintes d'une taille relativement petite est défavorable dans un essai de torsion. Une hauteur minimale est donc nécessaire afin de pouvoir négliger les contraintes parasites provenant des embases.

Lade (1976) en constatant une distorsion non uniforme lors d'essais de torsion sur un cylindre creux de sable de 5 cm de hauteur, a essayé d'estimer en utilisant le modèle de Lade-Duncan les contraintes orthoradiales  $\sigma_\theta$  sur toute la hauteur de l'éprouvette en partant de la déformée de l'échantillon constatée (figure 1.52). On voit que  $\sigma_\theta$  atteint sa valeur minimale au milieu de l'échantillon et qu'elle est plus uniforme quand la rupture approche.

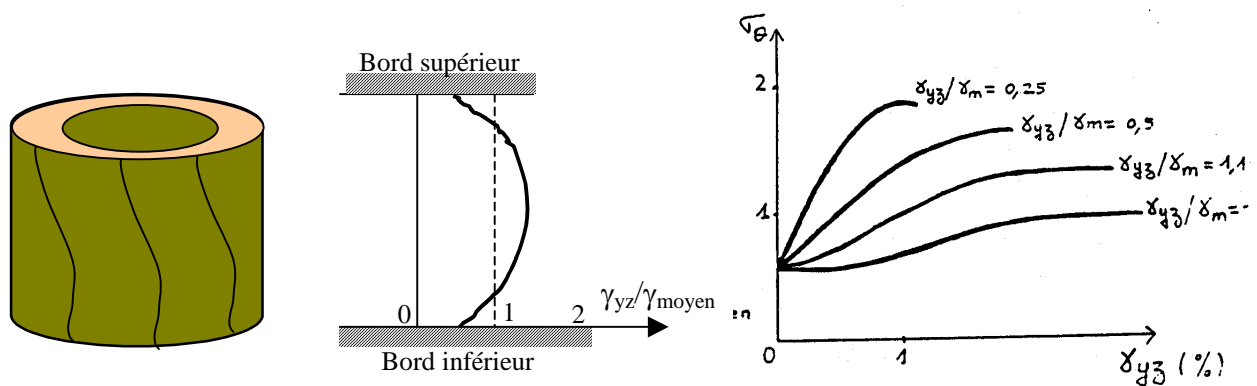


Figure 1.52 Résultats des essais de Lade sur un cylindre creux de sable de 5cm de hauteur (1976)

L'échantillon cylindrique creux d'épaisseur quasi nulle et très long est la meilleure solution parce qu'il permet une distribution de contraintes uniforme et minimise l'effet parasite provenant des embases. Cependant les problèmes de stabilité de l'échantillon ainsi que les difficultés technologiques de sa fabrication empêchent son adoption. Le risque de détérioration durant la taille, lors de l'installation des membranes et au moment de fixation de l'embase supérieure à la tête de l'échantillon, ainsi que le danger dû à une légère excentricité de la charge verticale entraînant un flambement important de l'éprouvette sont des points à prendre en considération.

La figure 1.53 et le tableau 3 montrent les différents élancements choisis par les différents concepteurs. Les choix de rapports hauteur/épaisseur et rayon moyen/épaisseur ont été adoptés afin de minimiser les effets de non-uniformité des champs de contraintes et de déformations tout en tenant compte de la réduction de flambement de l'éprouvette.

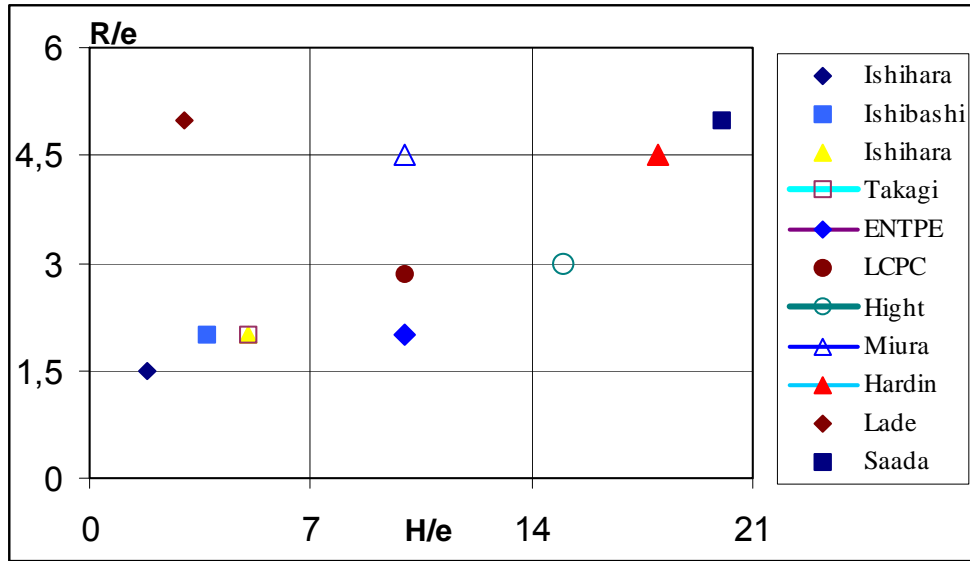


Figure 1.53 Comparaison des élancements de quelques éprouvettes cylindriques creuses rapportées dans la bibliographie

### 1.3.7.3 Différents appareils de torsion d'éprouvettes cylindriques creuses

L'appareil de torsion d'éprouvettes cylindriques creuses permet de suivre l'évolution du comportement des sols avec l'état de contrainte (compression isotrope, déviateur axial et cisaillement) et de déformation de l'échantillon. Il permet également d'étudier l'influence de la direction de la sollicitation sur la réponse de l'argile grâce à l'analyse des réponses aux sollicitations combinant des chargements dans les trois directions : axiale, de torsion et de confinement.

On notera qu'il existe des zones dans l'espace  $(b, q, \alpha)$  qui sont inaccessibles pour respecter les deux conditions :  $(\sigma_r > \sigma_\theta, \sigma_\theta = \sigma_3)$  et maintenir l'homogénéité du champ de déformation sur la paroi de l'éprouvette (figure 1.54).

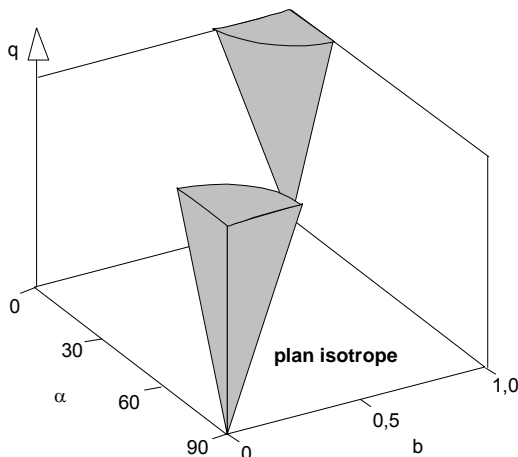


Figure 1.54 Zones inaccessibles en grisé

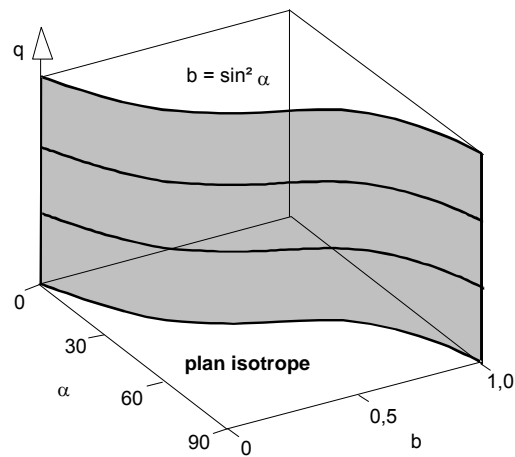


Figure 1.55 Surface accessible en grisé dans le cas où  $P_i = P_e$

Toutefois, dans le cas où les pressions à l'intérieur de l'éprouvette et à l'extérieur sont égales ( $P_i = P_e$ ), les paramètres  $b$  et  $\alpha$  sont liés par la relation :

$$b = \sin^2 \alpha \quad (1.26)$$

Cette relation caractérise alors la surface de l'espace qui peut être explorée. Celle-ci est figurée en grisé sur le graphique 1.55.

Globalement, on peut classer les architectures adoptées pour les cylindres creux en quatre types (figure 1.56). Le type 1, plus classique et dérivé de l'architecture triaxiale traditionnelle, a été utilisé par Saada et Baah en 1967, Lade en 1981 et le LCPC. Il est constitué, comme les presses triaxiales, d'une presse à colonnes et d'une cellule, ou enceinte, transparente contenant un fluide et munie d'un piston traversant le couvercle supérieur. La rotation ou le couple est transmis par ce même piston en partie supérieure (figure 1.56).

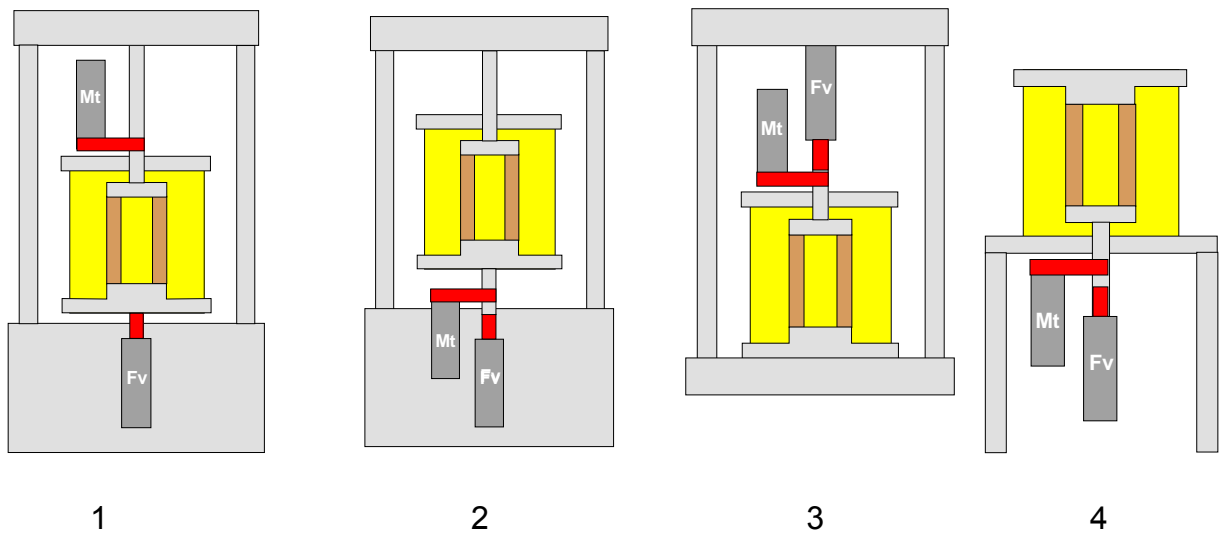


Figure 1.56 Quatre types d'appareillage

Si l'on analyse le tableau 3, on s'aperçoit qu'il n'y a pas d'architecture prépondérante. Le type 2 est présent uniquement en France. Le type 3 développé en Angleterre par Hight, a été importé au Japon par un ancien étudiant de l'Imperial College. Une conception plus moderne basée sur le concept des cellules Bishop et Wesley est privilégiée à l'heure actuelle et a été mise en œuvre par la société GDS et le collège universitaire de Dublin UCD. Sur la figure 1.56, il s'agit du type 4.

Tableau 3 Différents types d'appareillage

Organisme	Type	Responsable	Année	Taille éprouvette		
				H	De	Di
CEBTP, Paris	1	Habib	1952	87	35	-
Royal College of Science and Technology, Glasgow	Aucun Mt	Kirpatrick	1957	152,4	101,6	63,5
Cornell University	1, inversé	Broms, Casabrian	1965	254	127	76,2
Université de Ljubljana	Aucun Mt	Sulkje, Drnovsek	1965	80	64	40
Université de Cleveland, Ohio	1	Saada	1967	127 ; 177	71	51
GNI, Moscou	3	Lomize et al.	1969	180	310	250
Université de Los Angeles, Californie	4	Lade	1981	100 ; 400	220	180

				Taille éprouvette		
				254	254	203
Imperial College (Londres)	3	Hight et al.	1983	254	254	203
EUDIL Lille	2	Robinet et al.	1983	80 ; 160	160	120
ENTPE Lyon,	2	Robinet et al.	1983	80 ; 160	160	120
Université de Tokyo	3	Towhata, Ishihara	1985	104	100	60
GDS	4	GDS	1994		100	60
LCPC	1	Josseume, CEC	1997	150	100	70
University College de Dublin	4	Naughton	2003	200	100	70

Le type 4 est plus souple à utiliser et facile à mettre en œuvre. Malgré sa structure plus légère, il n'est pas plus flexible (au sens mécanique). En effet, toute la rigidité de ce type d'appareil réside dans la cellule qui reprend le couple par l'enceinte et la force verticale par la mise en traction des colonnes.

Les travaux synthétisés ci-dessous montrent les différents appareils triaxiaux pour éprouvettes cylindriques creuses ainsi que quelques résultats d'essais obtenus. On s'intéressera surtout à l'étude de l'influence de la rotation des contraintes principales et de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols.

### ***1.3.7.4 Travaux de recherche***

#### ***1.3.7.4.1 Travaux de Broms et Casbarian (1965)***

Ces deux auteurs de l'Institut Géotechnique Suédois (SGI) ont réalisé au moyen d'un triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses, trois séries d'essais triaxiaux sur une argile kaolinitique moyennement plastique reconstituée en laboratoire ( $w_L = 57$ ,  $I_p = 25$ , teneur en argile = 39 %). Les deux premières séries d'essais I et II étudient séparément les effets de la rotation des axes principaux de contraintes et de la contrainte principale intermédiaire sur les propriétés mécaniques de cette argile. Dans la série notée III, ces deux effets sont combinés.

Les essais ont été effectués sur une pâte obtenue par malaxage de la poudre avec une quantité d'eau égale à 48,5 % du volume total. Les éprouvettes cylindriques ont été fabriquées par compactage statique dans un moule spécial. Après moulage, les éprouvettes ont été consolidées sous des pressions isotropes différentes comprises entre 10 et 100 kPa ; le temps nécessaire pour obtenir 90 % de consolidation des éprouvettes est de l'ordre de 20 minutes et correspond à une saturation complète de celles-ci.

Dans la série I, les auteurs ont étudié la rotation de la contrainte principale majeure en cisillant les éprouvettes en conditions drainées. La contrainte principale intermédiaire et la contrainte radiale ont été maintenues constantes et égales à la pression de consolidation. En compression, la contrainte orthoradiale diminue pendant que la contrainte axiale augmente, et réciproquement en extension.

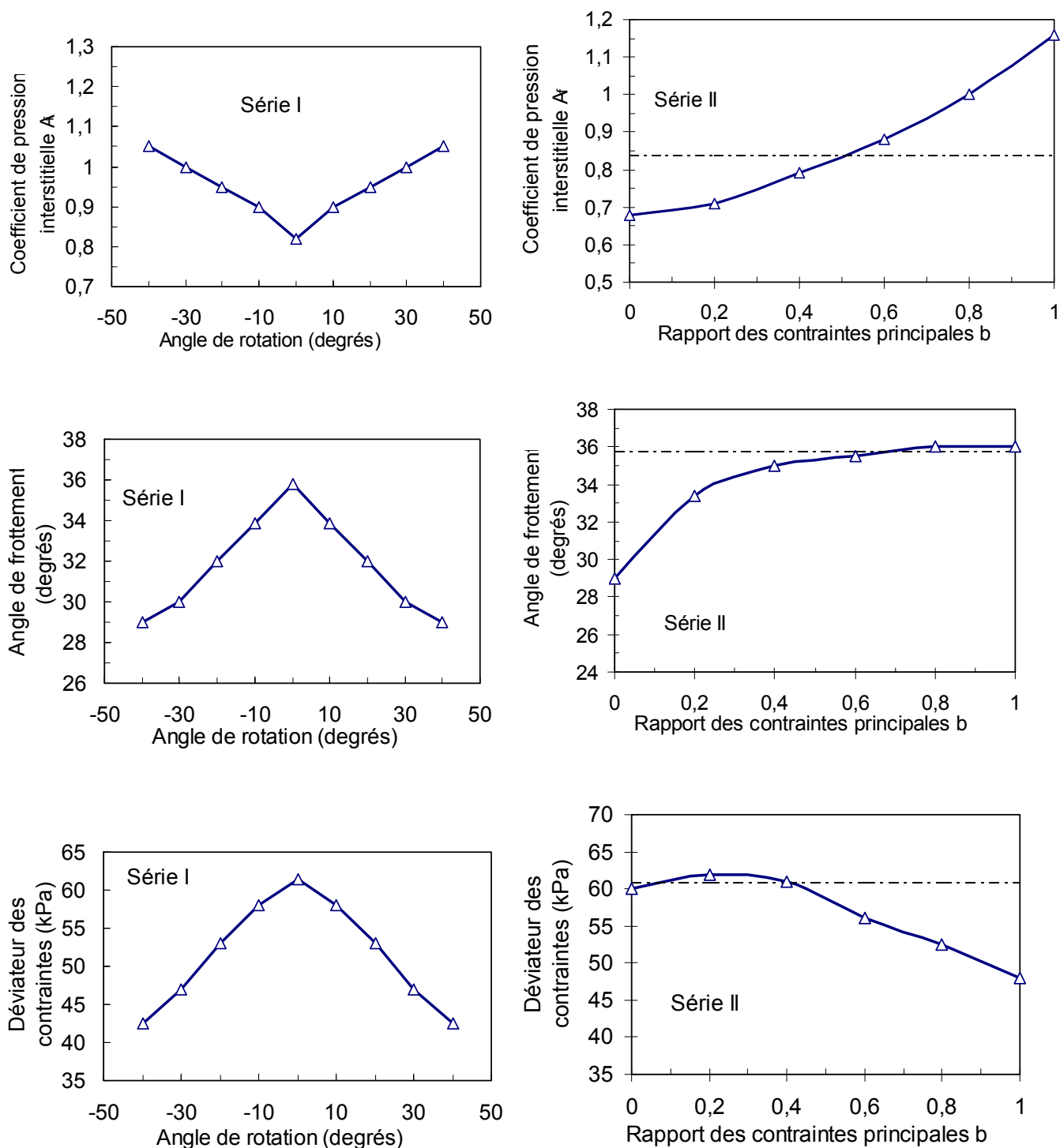


Figure 1.57 Influence de la rotation des contraintes sur le comportement d'une kaolinite, Broms et Casbarian (1965)

Dans la série II, l'influence de la contrainte principale intermédiaire sur les paramètres d'état du sol a été examinée. L'effet de la rotation des axes principaux des contraintes n'était pas étudié. Durant la phase de cisaillement en conditions non drainées, la contrainte principale intermédiaire, égale à la contrainte radiale moyenne, était maintenue constante et égale à la pression de consolidation. Les contraintes principales extrêmes étaient ajustées jusqu'à la rupture, de sorte que le rapport des contraintes

principales puisse varier entre 0 et 1. Enfin, dans la série III, l'effet combiné de la rotation des axes principaux de contraintes et de la contrainte principale intermédiaire a été examiné. Durant la phase de cisaillement en conditions non drainées, l'angle de rotation des contraintes principales varie entre 0 et 45 degrés alors que le rapport des contraintes principales varie entre 0 et 1.

Les auteurs ont conclu que, dans chacune des séries I et II, la rotation des axes principaux de contraintes, caractérisée par l'angle  $\beta$ , et la contrainte principale intermédiaire, caractérisée par le rapport des contraintes  $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ , ont un effet

appréciable sur le déviateur des contraintes à la rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.}$  sur l'angle de frottement interne effectif du sol  $\phi'$  et sur le coefficient de pression interstitielle  $A_f = \Delta u / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.}$  (figure 1.57). L'effet de la rotation pourrait être attribué, concluent-ils, à une réorientation individuelle des particules argileuses. Dans la série III, ils ont indiqué que la résistance au cisaillement du sol et le coefficient de pression interstitielle peuvent être déduits de la rotation des axes principaux de contraintes et évalués pour chaque valeur de la contrainte principale intermédiaire par application du principe de superposition. Les résultats obtenus dans cette dernière série d'essais en confirment l'applicabilité.

#### ***1.3.7.4.2 Travaux de l'université de Cleveland***

Saada et Zamani ont étudié en 1969 à l'aide de leur appareil de torsion de cylindre creux (figure 1.58) la relation entre les contraintes et les déformations d'une argile remaniée de type kaolinitique moyennement plastique ( $w_L=62,5$ ,  $I_p=23,5$ , teneur en argile=73 %). Ils ont réalisé des séries d'essais en imposant des chemins de sollicitations à contrainte radiale constante, à contrainte moyenne constante et de torsion pure. Leur but était de faire plusieurs essais avec des inclinaisons différentes des contraintes principales, afin d'étudier l'influence de l'orientation des contraintes principales sur les caractéristiques de cisaillement de l'argile à la rupture et de déterminer les paramètres d'une loi de comportement incrémentale qu'ils ont proposée en vue de son application aux sols anisotropes.



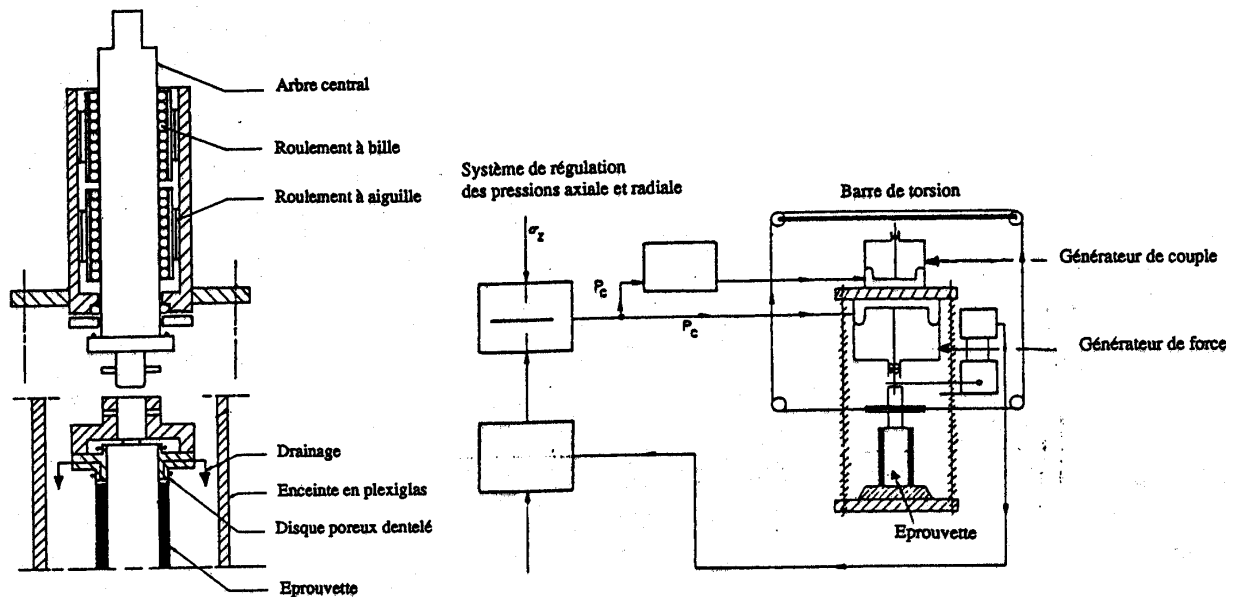


Figure 1.58 Appareil de torsion de l'université de Cleveland, Ohio (Saada et al., 1967)

La vitesse de variation des contraintes principales et l'inclinaison des contraintes principales ont été gardées constantes durant chaque essai, où les chemins de contraintes suivis ont été exprimés en termes de contrainte normale octaédrique et de contrainte de cisaillement octaédrique.

Les résultats obtenus montrent que cette orientation de contraintes, caractérisée par l'angle  $\alpha$ , peut être à l'origine de fortes variations de l'angle de frottement interne du sol  $\phi'$  et affectent sensiblement son comportement au cisaillement avant la rupture.

Les auteurs concluent que la relation contrainte-déformation, ainsi que le coefficient de pression interstitielle, dépendent de l'inclinaison des contraintes principales par rapport à l'axe principal de symétrie.

Tableau 4 Résultats des essais de Saada et Zamani (1969)

Essai	Contrainte radiale constante						Contrainte moyenne constante						Torsion pure
$\alpha$ (degrés)	0	15	31,7	58,2	75	90	0	15	31,7	58,2	75	90	45
$\phi'$ (degrés)	31	35	40	41	43	43	32	35	41	42	44	47	42
$3A_f$	0,56	0,66	0,67	0,77	0,73	0,72	0,59	0,68	0,75	0,74	0,74	0,74	0,79

Saada a étudié également l'anisotropie et l'effet de la rotation des contraintes sur les sables. Il a réalisé avec Townsend en 1981 des essais pour déterminer les dimensions optimales des éprouvettes afin d'avoir une distribution aussi uniforme que possible des contraintes et des déformations au cours du cisaillement. Saada *et al.* (1983) ont étudié le sable de Reid Bedford à l'aide d'un appareil de cisaillement simple de type N.G.I, d'un triaxial standard et d'un cylindre creux. Ils ont constaté, après des séries d'essais monotones et cycliques, que le cylindre creux de dimensions adaptées pour minimiser les non uniformités des contraintes, est le meilleur outil pour étudier la rotation des contraintes dans les sols. En 1987, Saada a réalisé une série d'essais cycliques et

monotones sur les sables de Reid Bedford et d'Hostun fin pour étudier leur comportement en cinématique rotationnelle.

#### 1.3.7.4.3 Travaux russes

Tsytoich *et al.* (1967) ont décrit des essais à l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses de l'Institut de génie civil de Moscou (Misi) sur une kaolinite ( $w_L=30$ ,  $I_p=10$ ,  $e_0=0,76$  et teneur en eau = 12,3%). L'éprouvette testée a 8 cm de hauteur et 3,5 et 6 cm de diamètres intérieur et extérieur. La contrainte principale intermédiaire est caractérisée par le coefficient  $\mu = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ . On note que, si  $\mu$  est égal à -1, on

est en compression pure et si  $\mu$  est égal à 1, on est en extension pure. Une série de quatre essais a été menée pour étudier l'effet de la rotation des contraintes sur le comportement de la kaolinite, type de sol rarement étudié en Russie, l'étude des sables étant privilégiée. Dans les deux premiers essais, le chargement axial était appliqué à l'échantillon en gardant  $\mu$  à une valeur constante de -1 et 0 respectivement. Dans le troisième essai, l'angle de rotation des contraintes est augmenté jusqu'à 45 degrés à  $\mu = 0$ . Le quatrième essai est commencé à  $\mu = -1$ , puis on passe à  $\mu = 0$  tout en faisant tourner les axes principaux de contraintes de 45 degrés.

Les auteurs arrivent aux conclusions suivantes :

- les axes des déformations et de contraintes principales sont largement non alignés (12 degrés – 35 degrés) (figure 1.59-a) ;
- la rotation des contraintes principales a causé des changements dans l'invariant des déformations. La déformation volumique a augmenté de 40% environ (figure 1.59-b) ;
- il est nécessaire de prendre en compte la rotation des contraintes dans l'expression des lois de comportement.

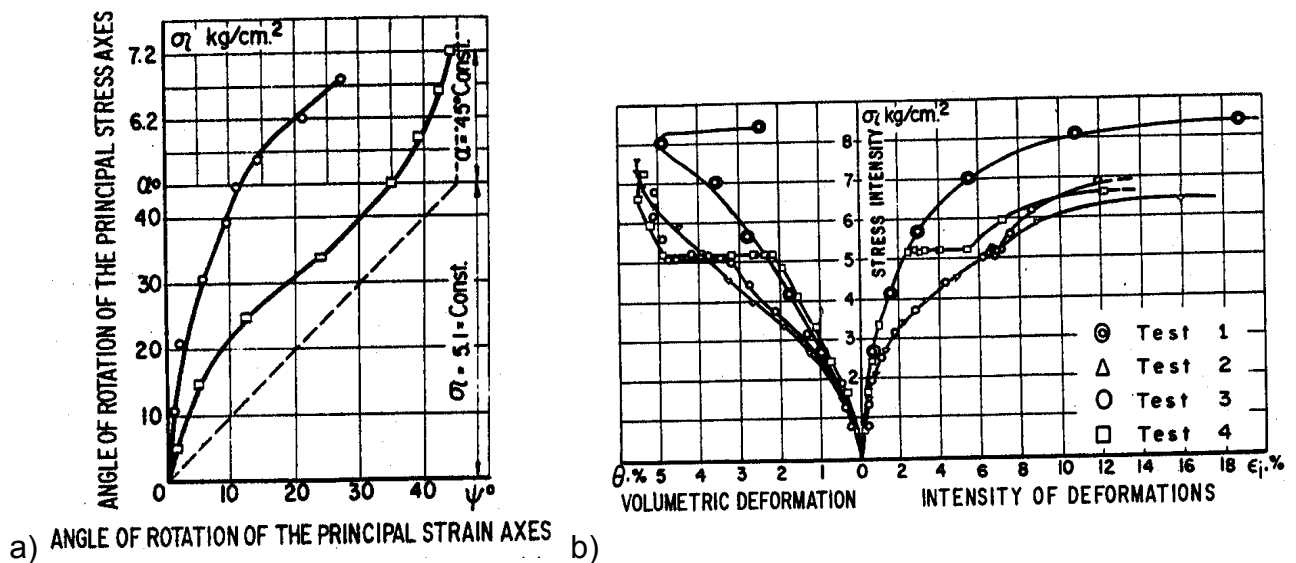


Figure 1.59 : a) Variation de l'angle de rotation des contraintes principales en fonction de la rotation des axes principaux de déformations et b) déformations volumiques en fonction des déformations axiales

Toujours à l'Institut de génie civil de Moscou, les travaux de recherche de Lomize se sont intéressés à l'étude de la rotation des contraintes à l'aide d'appareils d'essai sur éprouvettes cubiques et sur éprouvettes cylindriques creuses (figure 1.60) sur des argiles sableuses, notamment pour étudier la variation de l'angle de frottement interne avec la rotation des contraintes. Lomize *et al.* (1969/a) se sont penchés en plus sur la validation de leurs résultats par des essais de fondations.

Ces expérimentateurs russes ont réalisé une série d'essais de chargement d'une fondation rectangulaire. Un réseau orthogonal de capteurs placé sous la fondation mesurait les contraintes dans le sol sableux. Lomize a constaté qu'une zone de perturbation des contraintes est créée sous la fondation et que l'anisotropie et la rotation des contraintes principales provoquent un changement de l'état de déformations.

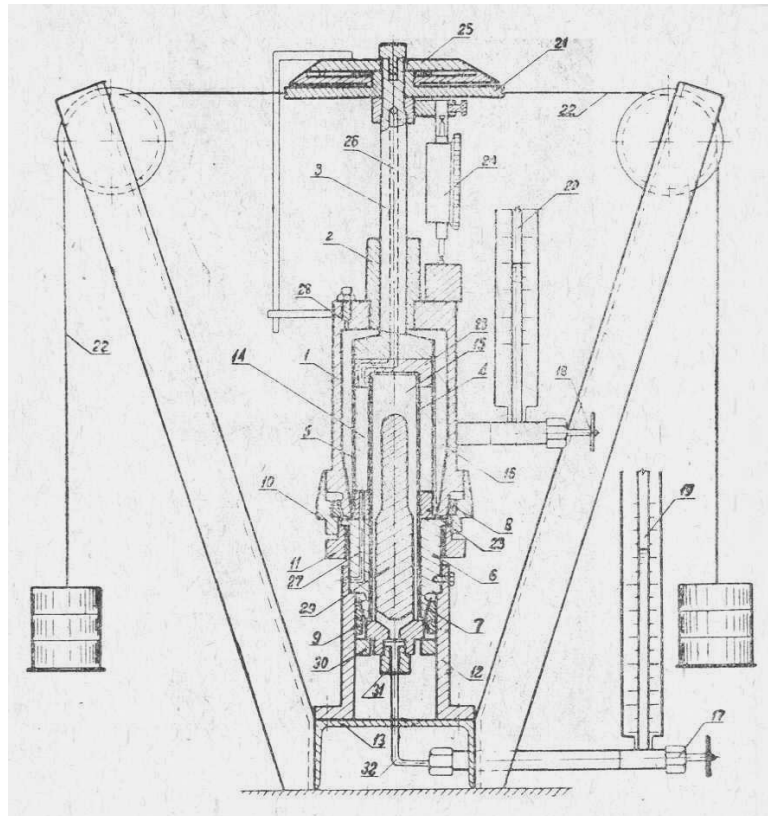


Figure 1.60 Appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses utilisé par Lomize (1969)

D'autres travaux menés par Lomize *et al.* (1969/b) à l'Institut de recherches hydrotechniques à Leningrad se sont intéressés au comportement drainé et non drainé des argiles sous sollicitations rotationnelles mais surtout au fluage de ce type de sol. Leur appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses (figure 1.61) peut appliquer une pression de confinement allant jusqu'à 6 MPa, une contrainte axiale jusqu'à 10 MPa et une torsion maximale de 11 kN.m.

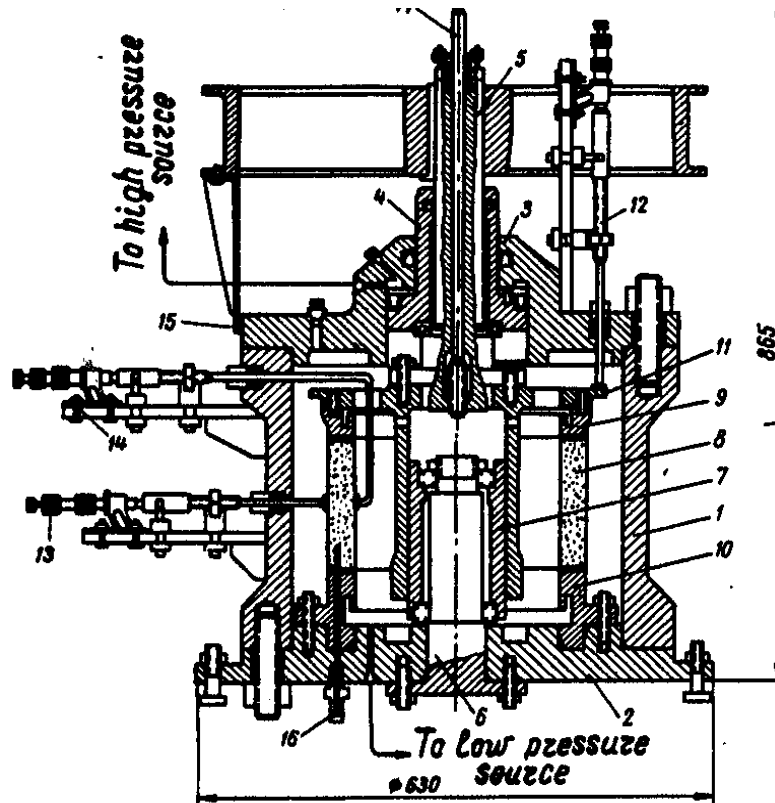


Figure 1.61 Appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses de l'Institut d'hydrotechnique de Leningrad

#### 1.3.7.4.4 Travaux de l'université de Tokyo

Le but des recherches menées par le professeur Ishihara et de son équipe de l'université de Tokyo était d'étudier la liquéfaction des sables. Ce phénomène est d'importance primordiale au Japon du fait du risque sismique. Afin d'éviter les problèmes d'utilisation des appareils de cisaillement simple, Ishihara et Li (1972) ont développé un appareil de torsion d'un échantillon cylindrique plein de type triaxial classique (figure 1.62-a). A cause des problèmes d'uniformité des champs de contraintes et de déformations, les chercheurs japonais ont imaginé un essai de torsion avec un échantillon creux de sable de diamètre intérieur et extérieur de 6 et 10 cm et de hauteur de 7 cm dans un premier temps avant d'être amenée à 10 cm en 1982 (figure 1.62-b). L'objet essentiel des recherches d'Ishihara était la réalisation d'essais cycliques en torsion ou de chemins circulaires centrés à l'origine dans le plan  $[\tau_{\theta z} - (\sigma_z - \sigma_\theta)/2]$ . Ce dernier correspond à une variation continue de l'angle de rotation des axes principaux compris entre les valeurs  $0^\circ$  et  $180^\circ$  degrés.

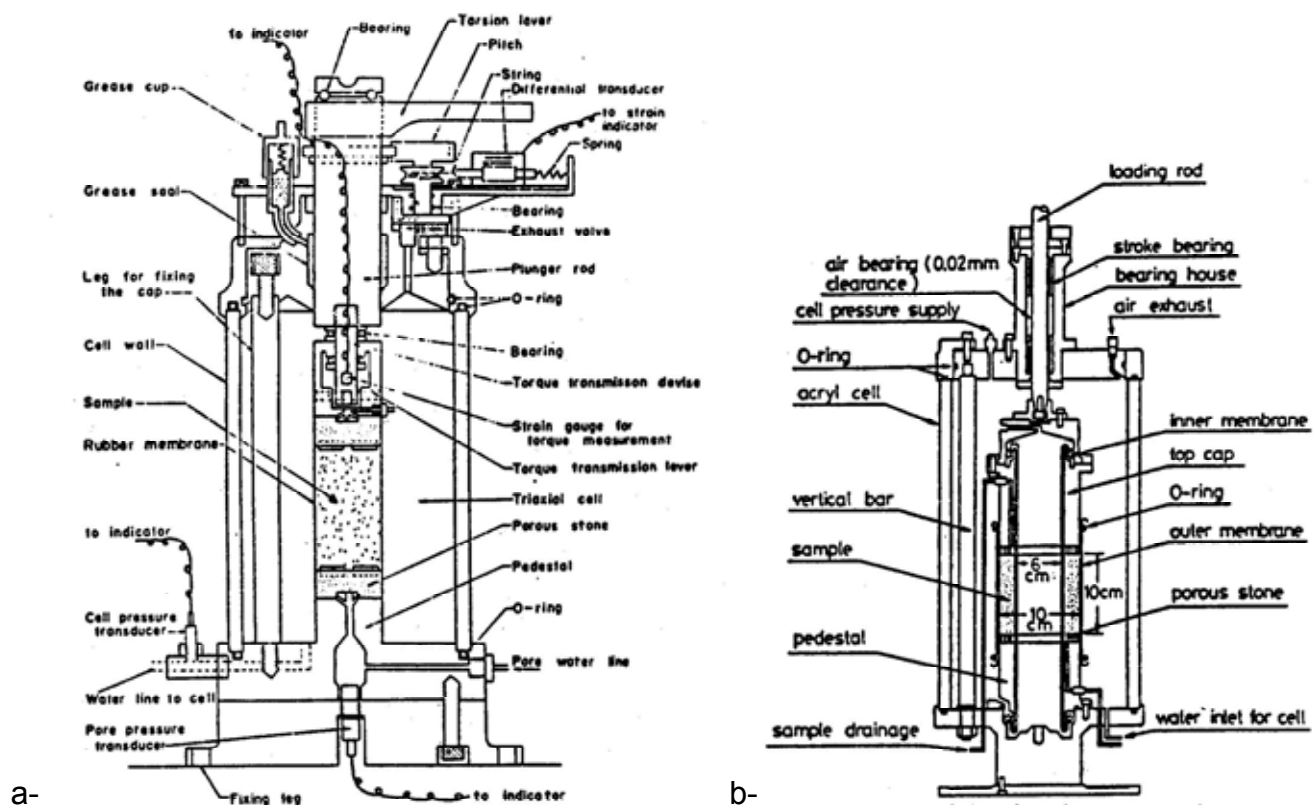


Figure 1.62 : a) Appareil de torsion pour cylindre plein, b) Appareil de torsion pour cylindre creux

L'étude de ce genre de sollicitation est envisagée afin de mieux comprendre le comportement des sols marins soumis à la houle. La liquéfaction et la diminution de la résistance au cisaillement des échantillons de sable ont été constatées pour ces chargements.

Dans cette équipe, Fukushima et Tatsuoka (1982) ont effectué des essais statiques de torsion pure avec des confinements intérieur et extérieur égaux. Ils ont conclu que l'angle de frottement  $\phi$  à la rupture atteint des valeurs plus importantes au cours des essais de torsion simple qu'au cours des essais de compression triaxiale et que  $\phi$  diminue quand la pression moyenne augmente de manière plus importante pour les essais de torsion que pour les essais de compression simple. Koseki *et al.* (2000) ont, à leur tour, fait des essais cycliques non drainés sur le sable dense de Toyoura. Leur étude a porté sur les changements des propriétés des déformations quasi élastiques et sur l'importance de prendre en compte ces changements dans l'étude du phénomène de liquéfaction des sables.

#### 1.3.7.4.5 Travaux de l'Imperial College

Hight, Gens et Symes ont consacré leurs travaux à la mise au point d'un nouvel appareil de torsion pour éprouvettes cylindriques creuses (figure 1.63) et à son application à l'étude de l'anisotropie et de l'effet de la rotation des axes principaux des contraintes sur le comportement des sols.

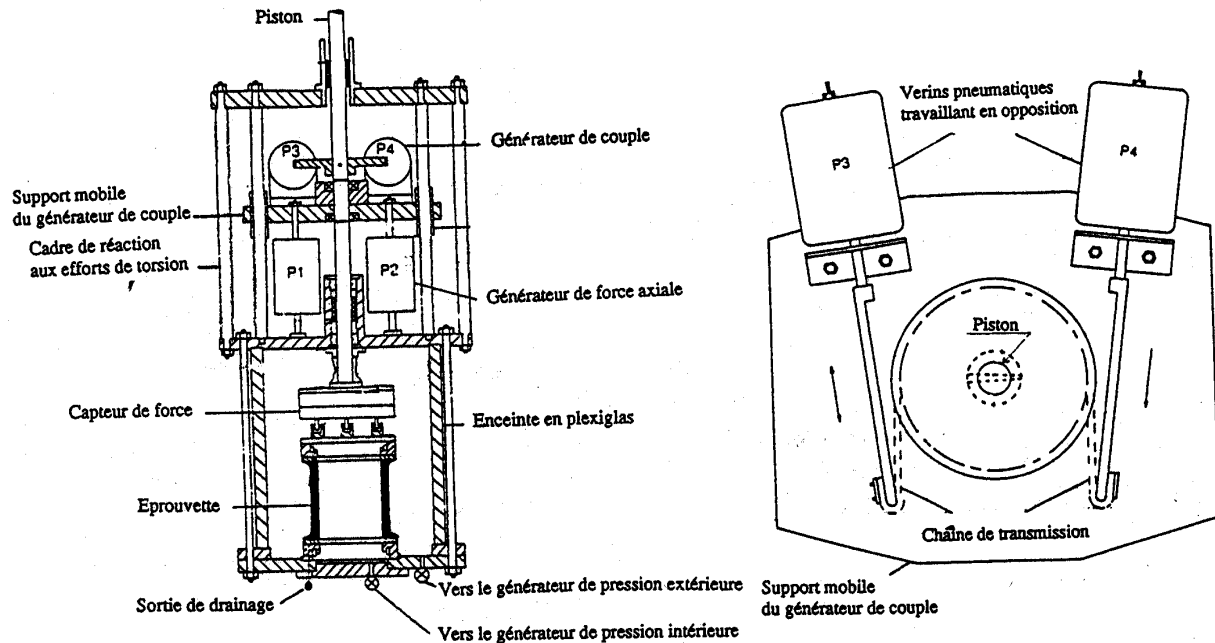


Figure 1.63 Appareil de torsion de l'Imperial College, Londres (Hight et al., 1983)

L'éprouvette utilisée pour cet appareillage avait 20,3 cm de diamètre intérieur, de 25,4 cm pour le diamètre extérieur et la hauteur. Le choix de ces dimensions et le problème de la non uniformité des contraintes et de déformation qui se produit au cours du cisaillement ont été largement discutés dans la thèse de Hight et quelques articles présentés au paragraphe 1.3.7.2.

A l'issue de leurs études, Hight *et al.* ont exprimé la surface limite des sols en fonction non seulement du déviateur, de la pression moyenne et de l'indice des vides, mais ils ont intégré le coefficient  $b$  (fonction de la contrainte intermédiaire) et  $\alpha$  (la rotation des contraintes).

Nous présentons ci-après quelques résultats d'essais obtenus par Hight, Gens et Symes en 1983 et réalisés sur un sable fin dense. Dans chacun des trois essais notés E1, E2 et E3, la contrainte moyenne effective était maintenue constante à 200 kPa et les pressions  $p_e$  et  $p_i$ , respectivement extérieure et intérieure, étaient égales. Les chemins de contraintes suivis ont été exprimés en fonction du rapport  $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$  des contraintes

principales effectives et de l'angle  $\alpha$  de rotation des contraintes. L'évolution des déformations des éprouvettes au cours du cisaillement met en évidence l'influence de la rotation des contraintes principales sur l'amplitude des déformations du sol, laquelle se traduit par une déformation volumique non négligeable.

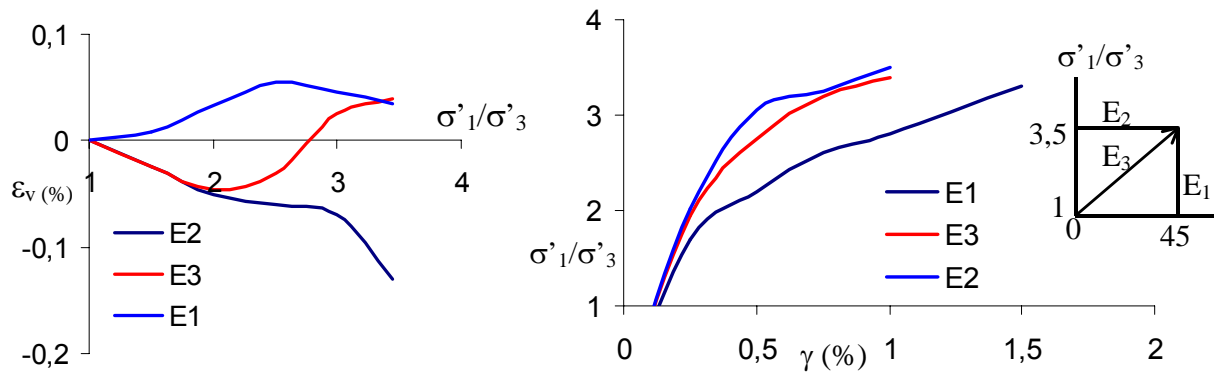


Figure 1.64 Influence de la rotation des contraintes principales sur l'amplitude des déformations d'un sable fin dense

Symes *et al.* (1984) ont effectué des essais monotones en chargement primaire et en chargement cyclique avec rotation des axes principaux sur le sable de Ham River pour étudier l'anisotropie et les effets d'une rotation des axes principaux sur le comportement du matériau.

Dans tous les essais, drainés et non drainés, les conditions permettant d'isoler l'effet de  $\alpha$  pendant la rotation des axes principaux étaient :

- $b = 0,5 = \text{constante}$ .
- $p = 600 \text{ kPa} = \text{constante}$ .
- $(\sigma_1 - \sigma_2) = \text{constante}$  quand  $\alpha$  varie
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$  varie quand  $\alpha$  est constant.

A partir des essais non drainés :

- à  $\alpha$  constant, ils ont mis en évidence l'influence de  $\alpha$  sur le comportement du matériau en termes d'anisotropie initiale. L'augmentation de la pression interstitielle est plus importante pour  $\alpha = 45$  degrés que pour  $\alpha = 0$  degré.
- Pour les chemins où  $\alpha = \text{constante}$  puis  $\alpha$  varie, les auteurs notent que les valeurs  $\Delta u$  dépendent de la valeur de  $\alpha$  et de la façon avec laquelle  $\alpha$  varie. Ils suggèrent qu'il s'agit en fait de l'influence de l'anisotropie induite lors du premier chargement.
- Pour analyser l'influence du signe de  $d\tau_{z\theta}$ , on peut faire référence aux résultats d'un essai de torsion cyclique avec variation cyclique de  $\alpha$  avec  $b = 0,5 = \text{constante}$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3) = \text{constante}$ . On constate alors que l'influence de l'anisotropie induite lors du chargement initial à  $\alpha$  constant est plus importante que celle du signe de  $d\tau_{z\theta}$  lors de la rotation monotone et que l'effet des cycles provoque des augmentations plus importantes de  $\Delta u$  que dans le cas où  $\alpha$  est constant ou  $d\tau_{z\theta}$  conserve un même signe au cours du chemin. Le matériau est presque en état de liquéfaction.

On constate que l'allure de la courbe  $\varphi = f(b)$  est différente de celles des courbes obtenues aux triaxiaux à parois souples, mixtes et rigides. Le maximum est obtenu pour  $b$  avoisinant 0,5. Les angles de frottement en extension et en compression sont pratiquement identiques et la variation de  $\varphi$  dans ce cas est beaucoup moins importante, elle est de l'ordre de 3 degrés.

Pour étudier le problème de liquéfaction causé par les séismes, Symes *et al.* ont également effectué des essais de torsion sur un sable. Les chemins imposés au cours de ces essais étaient tels que :

- 1) variation cyclique de  $\alpha$  à  $b$  constant
- 2) variation cyclique de  $b$  à  $\alpha$  constant
- 3) variation cyclique de  $b$  et  $\alpha$ , mais l'un est toujours constant lorsque l'autre varie.

Ces nouveaux résultats indiquent que l'excès de pression interstitielle permanent est beaucoup plus important dans le cas d'une variation cyclique de  $\alpha$  à  $b$  constant que dans le cas d'une variation cyclique de  $b$  à  $\alpha$  constant. Dans le premier cas, le matériau est complètement liquéfié tandis que, dans le deuxième, la liquéfaction est seulement partielle.

Plus récemment, des essais monotones en chargement primaire et en chargement cyclique avec rotation d'axes principaux sur le sable de Ham-River, ainsi que des essais dans le but d'étudier le problème de liquéfaction causé par les séismes ont été menés par plusieurs thésards de l'Imperial College. Ces essais ont abouti au développement d'un appareillage adapté aux sols naturels et à la mesure des petites déformations (Menkiti, 1995 ; Zdravkovic, 1996). Zdravkovic et Jardine ont étudié en 2000 la résistance au cisaillement d'un silt dense consolidé dans les conditions  $K_0$  au moyen du gros appareil à cylindre creux de l'Imperial College. En 2001, et à l'aide de ce même appareillage, ces deux auteurs ont étudié l'effet de la rotation des axes principaux des contraintes sur l'anisotropie des sables durant la consolidation.

#### ***1.3.7.4.6 Travaux de l'université de Californie***

En 1975, Lade a présenté son appareil de torsion avec un échantillon de 5 cm de haut et de 9 et 11 cm de rayons intérieur et extérieur respectivement. Il a réalisé quelques essais de torsion monotones, drainés et avec des pressions intérieures et extérieures égales sur le sable de Monterey. Lade a ensuite développé une deuxième version de son appareil où la hauteur de l'échantillon est de 40 cm et ce pour une meilleure homogénéité des contraintes (figure 1.65). Un résumé de son travail dans le domaine de la non uniformité des contraintes est déjà évoquée dans le paragraphe 1.3.6.2.

Hong et Lade (1989) ont réalisé des séries d'essais de torsion (figure 1.66) drainés et non drainés sur une kaolinite fabriquée en laboratoire ( $w_L=60$ ,  $I_p=30$ , de teneur en eau =60%), afin d'examiner l'influence de la rotation des contraintes principales sur les caractéristiques de résistance et de déformabilité de cette argile.

Les essais ont été effectués sur une pâte obtenue par malaxage avec une teneur en eau égale au double de la limite de liquidité du sol, puis consolidée sous 200 kPa dans un consolidomètre spécial. À la suite de quoi, des éprouvettes ont été découpées aux dimensions du cylindre creux puis, après leur avoir appliqué une contre-pression de l'ordre de 200 kPa, elles ont été reconsolidées aux contraintes effectives en place (400 kPa, 220 kPa) en maintenant une déformation volumique égale à la déformation axiale.



Après quoi, les éprouvettes ont été cisaillées à pression de confinement constante égale à 100 kPa, avec une vitesse égale à 0,3 %/h pour les essais non drainés et 0,06 %/h pour les essais drainés. Les résultats ont été exprimés en termes de contraintes de cisaillement et d'angle de rotation des contraintes variant entre 0 et 90 degrés afin de couvrir toute l'étendue possible du domaine de variation de la contrainte principale intermédiaire.

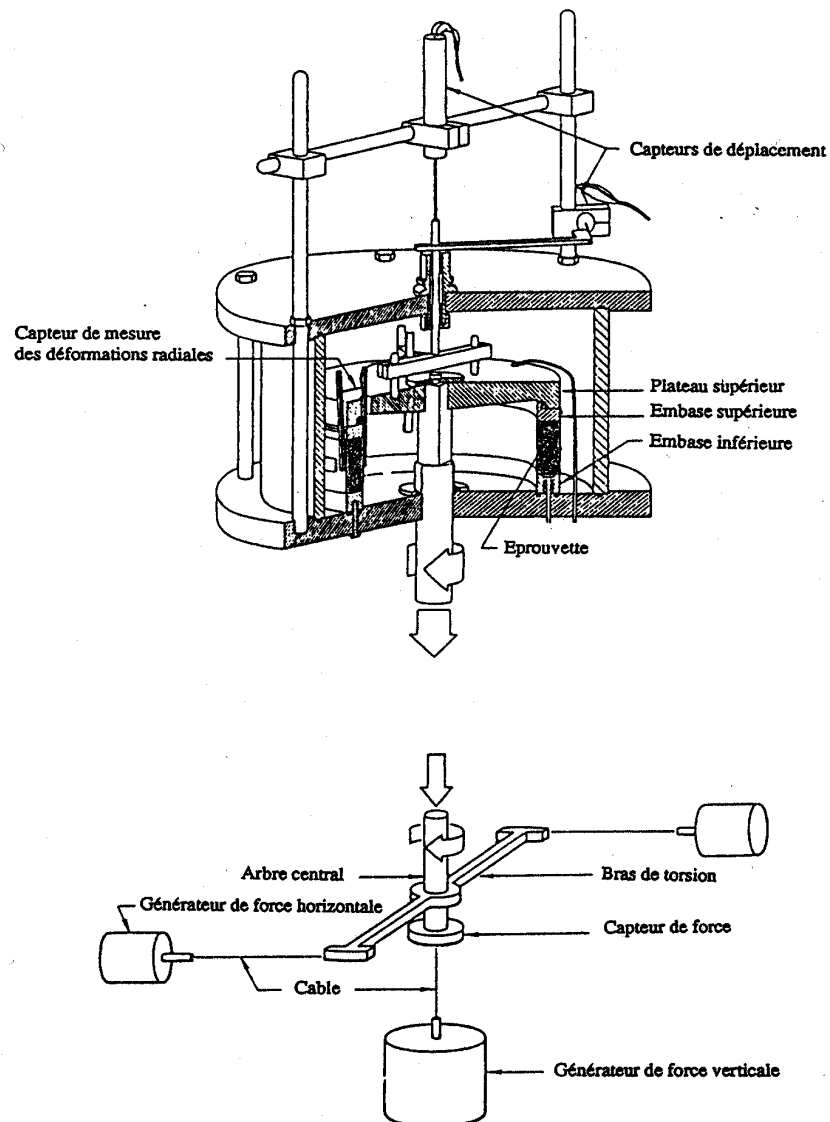


Figure 1.65 Appareil de torsion de Lade

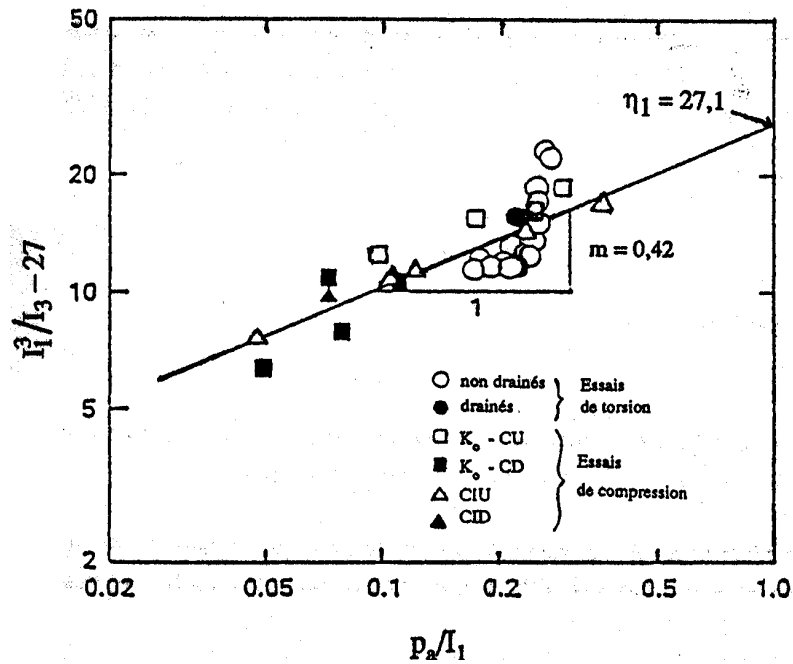


Figure 1.66 Critère de rupture de Lade (1977)

L'évolution observée de la contrainte de cisaillement en fonction du déviateur de contraintes (figure 1.67) a permis de tracer une courbe dont la forme obéit au critère de rupture tridimensionnel de Lade (1977 a), dont les paramètres ont été déterminés par une analyse de régression des meilleurs résultats d'essais de cisaillement par torsion et par compression triaxiale en conditions drainées et non drainées.

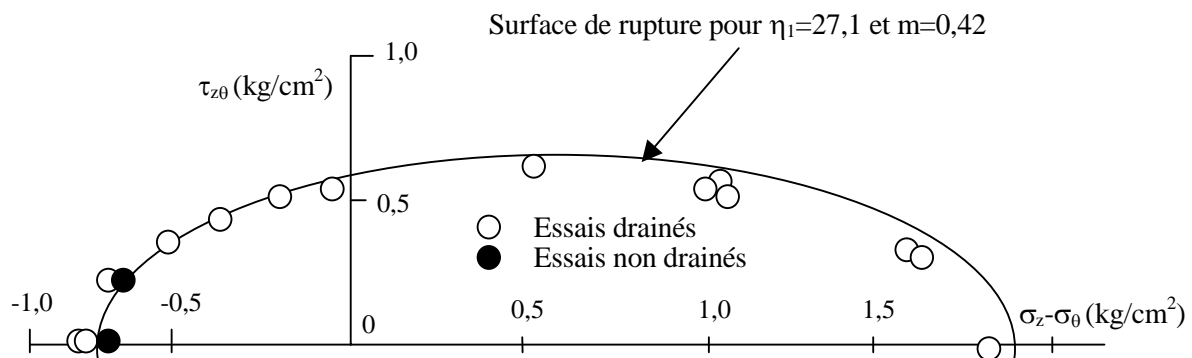


Figure 1.67 Surface de rupture par torsion

#### 1.3.7.4.7 Travaux français

Hicher a étudié l'influence de la rotation des axes principaux et de la contrainte principale intermédiaire, en conditions non drainées sur l'argile EPK N.C. (Hicher et Lade, 1987) sous  $K_0$ , à l'aide d'essais cycliques répétés et alternés à l'appareil de torsion sur cylindre creux et d'essais cycliques répétés au triaxial tridimensionnel. Il est clair que la rotation des axes principaux affecte de manière plus significative le comportement du matériau.

Pour un même niveau de contrainte cyclique et en chargement répété, la valeur de l'excès de pression interstitielle permanente est d'environ 25% plus importante quand il y a rotation des directions principales.

Dans le cas de la torsion cyclique alternée, la pression interstitielle augmente très rapidement dès les premiers cycles, pour devenir beaucoup plus importante que lors de l'essai répété. Le matériau est fortement dégradé dans les conditions imposées dans l'essai alterné.

Quant aux déformations, dans le cas des essais cycliques répétés c'est la déformation permanente qui est prépondérante, la déformation cyclique tend à se stabiliser au bout de quelques cycles. Par contre, dans le cas alterné, il y a une évolution en même temps de la déformation cyclique et de la déformation permanente.

Les essais d'Hicher (1985, 1987) montrent qu'en chargement monotone, l'augmentation de la pression interstitielle serait légèrement plus importante dans le cas du chargement avec rotation des directions principales si les essais sont interprétés en termes de l'équation de Henkel (paramètre  $A_H$ ).

Pour ces essais, nous avons  $\delta p = 0$  pour l'essai de torsion mais  $\delta p = \sqrt{(2/3)} \cdot \delta q$  pour l'essai triaxial tridimensionnel. Le tableau 5 montre l'influence de la rotation des directions principales sur la pression interstitielle dans les essais triaxiaux monotones, tridimensionnels et en cinématique rotationnelle, sur l'argile EPK soumise à des chemins à b constant à partir de l'état  $K_0$ ,

*Tableau 5 Influence de la rotation des contraintes sur la pression interstitielle de l'argile EPK*

$\varepsilon_s$	1%	1,5%	5%
$A_H$ sans rotation	1,03	1,18	2,03
$A_H$ avec rotation	1,1	1,33	2,05

$$\text{avec } \varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2] \quad (1.27)$$

Ces essais montrent aussi que la relation contrainte-déformation est fortement influencée par la rotation des directions principales.

Dans le cadre de ses travaux de thèse, Golcheh (1986) a étudié expérimentalement à l'aide d'un appareil de torsion sur cylindre creux (figure 1.68) l'influence de la rotation des axes de contraintes principales d'une argile kaolinitique ( $w_L=35$ ,  $I_p=14$ , de teneur en argile =45%).

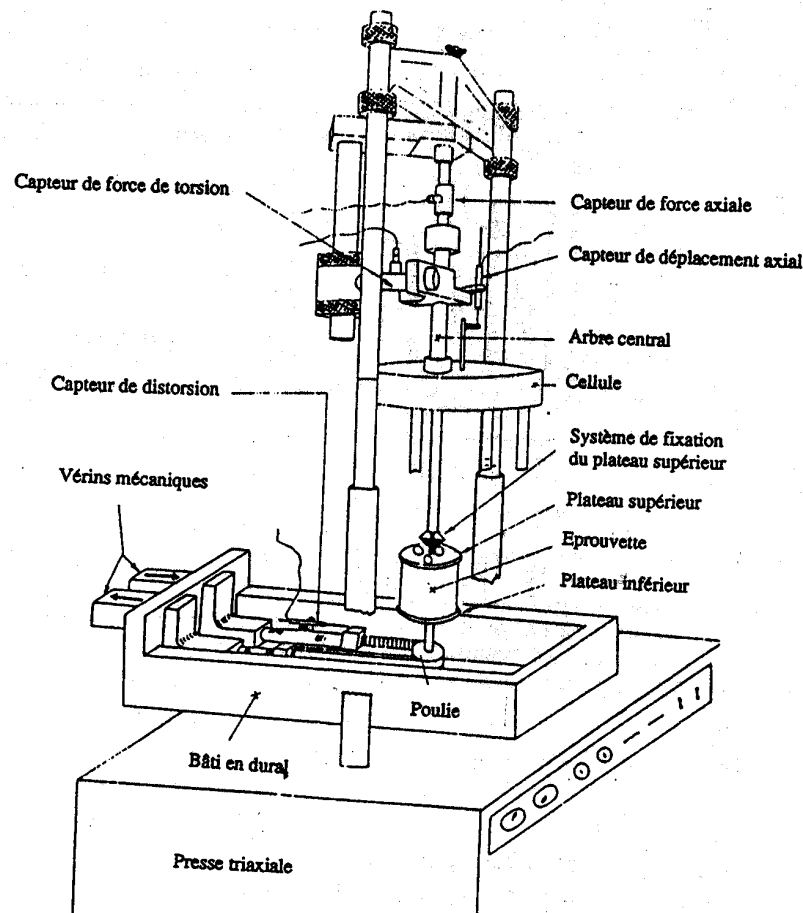


Figure 1.68 Appareil de torsion de l'E.N.T.P.E utilisé par Golcheh

Dans la série d'essais réalisée, il a utilisé des éprouvettes fabriquées par moulage et d'autres obtenues directement par taillage, dont la teneur en eau est de 32% en valeur moyenne. Les éprouvettes obtenues par moulage ont été consolidées dans des conditions oedométriques à 500kPa durant un mois environ, alors que, pour les éprouvettes obtenues par taillage, la durée de la consolidation était de deux mois. Ci-après nous présentons quelques résultats de ces travaux (figure 1.69). Le chemin de contrainte suivi commence par une compression triaxiale pure suivie d'une application combinée de torsion et de compression.

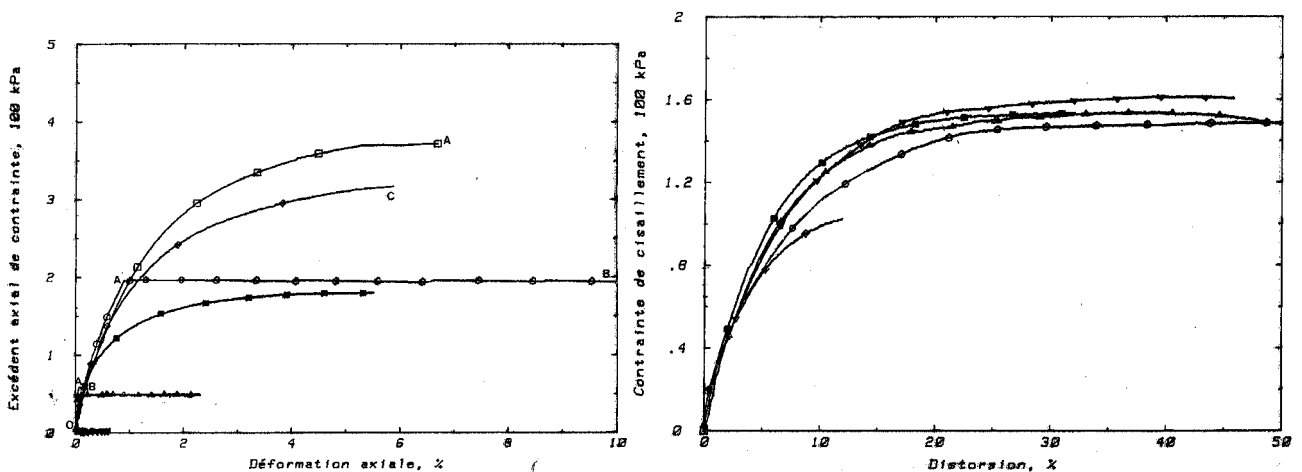


Figure 1.69 Relations déviateur-déformation axiale et contrainte de cisaillement- distorsion

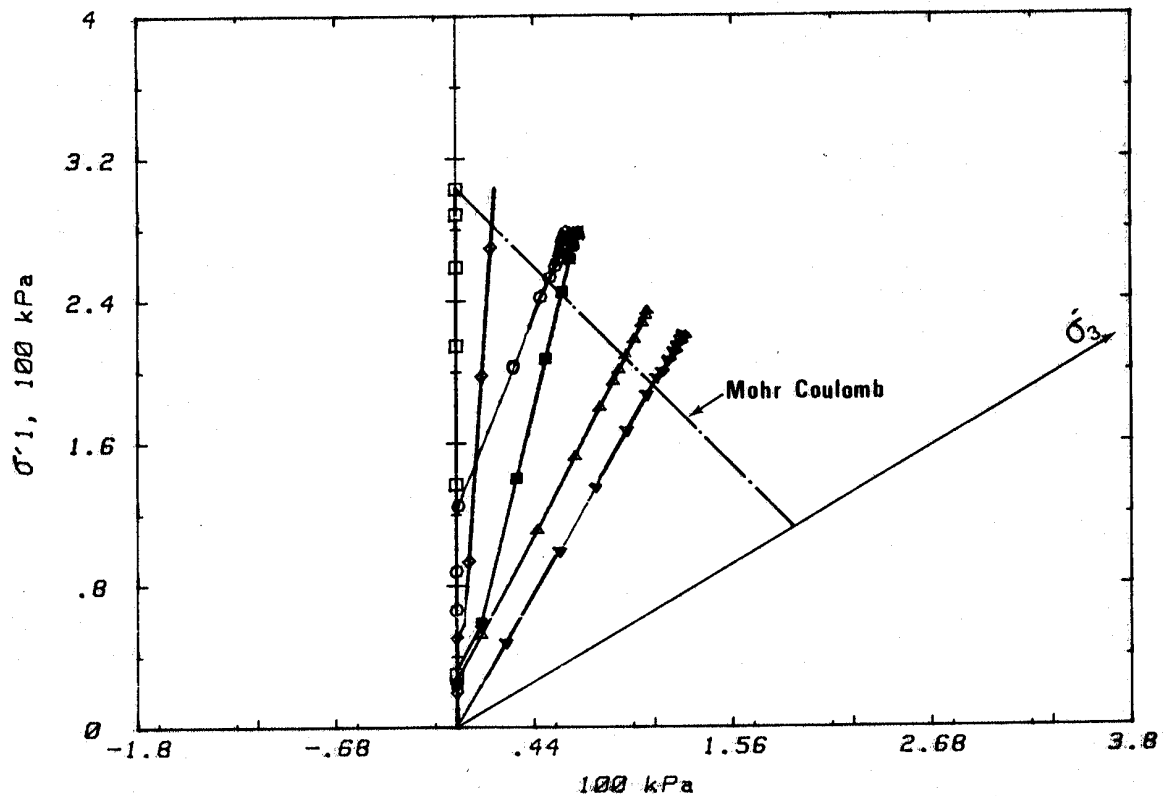


Figure 1.70 Projection du chemin de contrainte sur le plan déviatorique et critère de Mohr Coulomb

La figure 1.70 présente la projection sur le plan déviatorique du chemin de contrainte suivi ainsi que l'état de contrainte à la rupture pour différentes valeurs de  $\alpha$ . L'auteur a constaté que, pour une éprouvette dont les particules n'ont aucune orientation préférentielle, sa structure n'a pas d'influence sur la direction du plan de rupture. Par contre l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  correspond probablement à une rupture du sol dans la direction qui n'est pas celle indiquée par la relation de Mohr-Coulomb. Cet angle augmente avec l'inclinaison (comprise entre 0 et 45 degrés) des axes principaux des contraintes par rapport à l'axe de consolidation. L'auteur conclut que le critère de Mohr-Coulomb n'est pas en mesure de justifier les résultats obtenus par ce type d'essai. L'absence de la contrainte principale intermédiaire dans l'expression de ce critère et la restriction de la validité de celui-ci à des éprouvettes isotropes en sont fondamentalement responsables.

Toujours à l'ENTPE, Kharchafi (1988) a effectué des essais drainés de torsion sur cylindre creux de sable d'Hostun. Une analyse de ses résultats permet de retrouver des parallèles avec les essais de Symes *et al.*. La figure 1.71 montre la variation de l'angle de frottement interne avec le coefficient  $b$  pour les chemins à pression moyenne constante et à  $\alpha$  constant

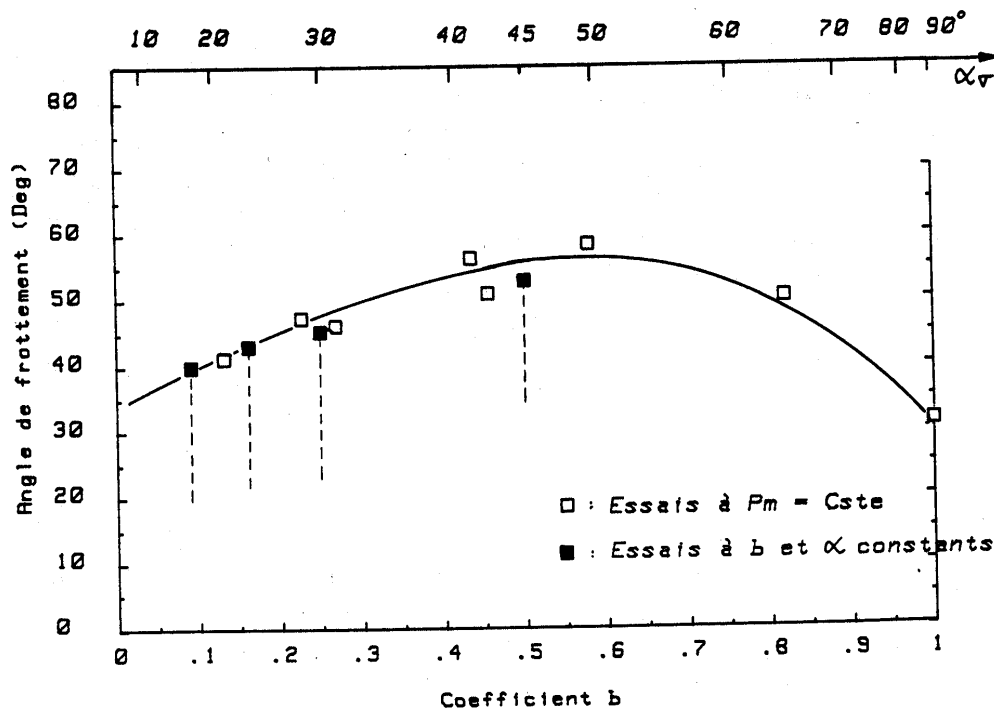


Figure 1.71 Variation de l'angle de frottement interne en fonction de  $b$

En effet, les essais réalisés avec  $b = \sin^2 \alpha = \text{constante}$ , montrent que, lorsque  $\alpha$  augmente, le module de cisaillement sécant diminue, la contrainte  $\tau_{z0}$  maximale diminue et le phénomène de dilatance apparaît plus tôt. Ces résultats confirment le rôle de l'anisotropie initiale dans le comportement des sables.

Plus récemment, un appareil de Torsion, Compression, Confinement d'éprouvette Cylindrique Creuse en sollicitation Statique et Dynamique appelé « T4C StaDy » a été développé à l'ENTPE lors de la thèse de Cazacliu (1996) et exploité dans le cadre de la thèse en cours de Sauzéat. Les essais sur des sables sont orientés vers l'évaluation des ouvrages soumis à des chargements cycliques.

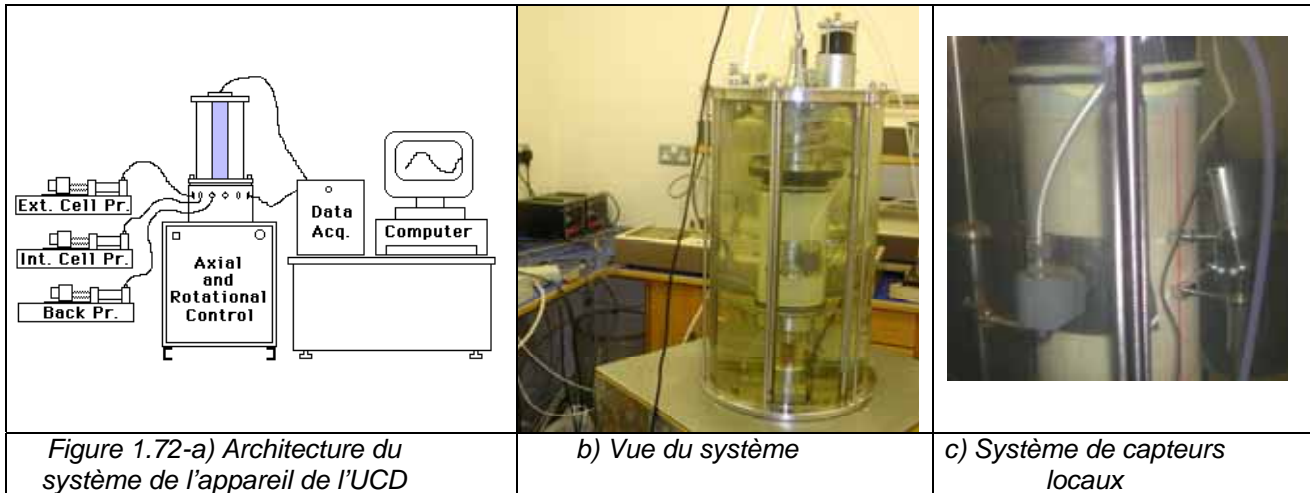
A l'Université de Lille, Chehade *et al.* ont présenté leur appareil de torsion en 1989. Des modifications ont été apportées à une presse triaxiale existante afin de tester le sable d'Hostun sous sollicitations rotationnelles. Leur but était de mettre en évidence l'effet de l'histoire du chargement sur le comportement des sables et les conditions de liquéfaction sous des chemins cycliques en torsion.

#### 1.3.7.4.8 Autres travaux expérimentaux

D'autres travaux ont été réalisés au moyen d'appareils de cisaillement sur cylindre creux pour examiner l'anisotropie des sols et son influence sur leur comportement en torsion (Duncan et Seed, 1966). On remarque qu'une grande attention a été consacrée aux matériaux pulvérulents et que les matériaux cohérents n'ont pas été l'objet de suffisamment d'investigation.

Des études ont été effectuées également pour déterminer la résistance à la traction des argiles (Suklje et Drnovsek, 1965), et des recherches sur la liquéfaction des sables sous

sollicitations rotationnelles (Ishihara et Yasuda, 1975 ; Ishibashi et Sherif, 1974 ). A l'University College of Dublin (UCD) un appareil de torsion des éprouvettes cylindriques creuses de sable a été développé (figure 1.72), Le but étant d'étudier les risques liés aux vagues.



#### 1.3.7.4.9 Synthèse

Dans les paragraphes précédents, nous avons décrit l'histoire du développement de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Nous avons présenté les travaux importants des auteurs qui se sont intéressés à l'étude de la rotation des contraintes principales et à l'effet de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols, qu'ils soient argileux ou sableux. Les études comparatives des résultats obtenus au triaxial à cylindre creux et aux autres appareillages de laboratoire ont montré que l'essai de torsion sur éprouvettes cylindriques creuses est mieux adapté à l'étude de la rotation des contraintes car, même s'il ne résout pas complètement tous les problèmes de conditions aux limites, il permet d'en éviter la plupart et d'atténuer les effets des autres. L'intérêt d'utilisation du cylindre creux est montré sur la figure 1.73 tirée de Saada (1988). Les chemins de contraintes qu'on peut imposer à l'aide de cet appareil sont diversifiés et l'espace de contraintes exploré est largement plus grand. Les relations entre les paramètres  $b$  et  $\alpha$  qui existent dans les différents appareils que nous avons décrits précédemment sont représentées. Dans le cas où les pressions à l'intérieur de l'éprouvette cylindrique creuse et à l'extérieur sont égales ( $P_i = P_e$ ), les paramètres  $b$  et  $\alpha$  sont liés par la relation  $b = \sin^2 \alpha$ .

Cette relation limite la zone qui peut être explorée par les appareils. Celle-ci est figurée par la courbe sinusoïdale entre TC et TE (figure 1.73).

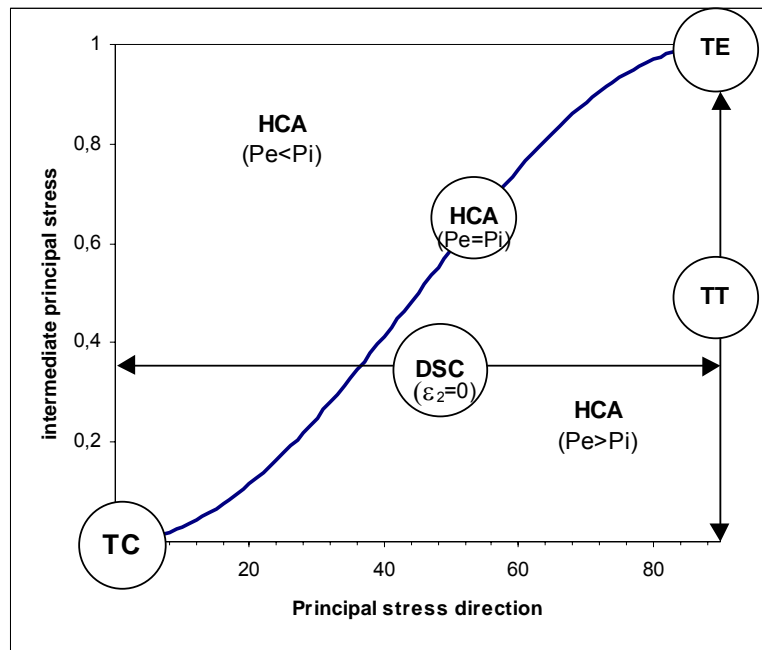


Figure 1.73 Combinaisons de  $b$  et  $\alpha$  obtenues dans différents appareillages (DSC= appareil de cisaillement plan, HCA= cylindre creux, TC= compression triaxiale, TE= extension triaxiale, TT= vrai triaxial)

L'étude de l'évolution de la résistance du sol avec la rotation des contraintes principales est le thème principal de notre travail. La résistance des matériaux est souvent exprimée en termes d'angle de frottement interne  $\varphi'$ . Cet angle est défini à partir de l'état de contrainte obtenu aux points d'état limite dans des essais CD ou CU+u.

$$\sin \varphi' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1' + \sigma_3'} \quad (1.28)$$

Les différents résultats relevés dans la littérature font apparaître une disparité très notable dans la variation de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  en fonction de  $b$ . Deux points peuvent expliquer ces écarts : d'une part la différence des matériaux utilisés et d'autre part les techniques d'investigation. En fait, selon le concepteur des équipements de torsion développés, le but de l'étude et l'expérience acquise dans ce domaine, diverses architectures du système utilisé, de techniques de pilotage, de sollicitations et de mesures, ainsi que de modes de préparation, de dimension et de formes de l'éprouvette ont été adoptées. La diversité des résultats des essais au cylindre creux est due encore au matériau utilisé, au problème de contact entre l'éprouvette et les embases, au choix de la nature de la membrane qui constitue l'interface flexible entre le sol et le fluide sous pression de la chambre de confinement et aux élancements adoptés des éprouvettes.

Nous allons essayer de faire une synthèse des différents travaux concernant la relation entre, d'une part, l'angle de frottement interne et, d'autre part, l'angle de rotation des contraintes et la contrainte principale intermédiaire. Les différents résultats relevés dans la littérature font apparaître une disparité importante dans la variation de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  en fonction du coefficient :



$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1.29)$$

Ce coefficient caractérise la position de la contrainte intermédiaire par rapport aux contraintes principales mineure et majeure.

La figure 1.74 explique schématiquement le rôle joué par l'orientation de l'inclinaison des bandes de cisaillement quand elles apparaissent.

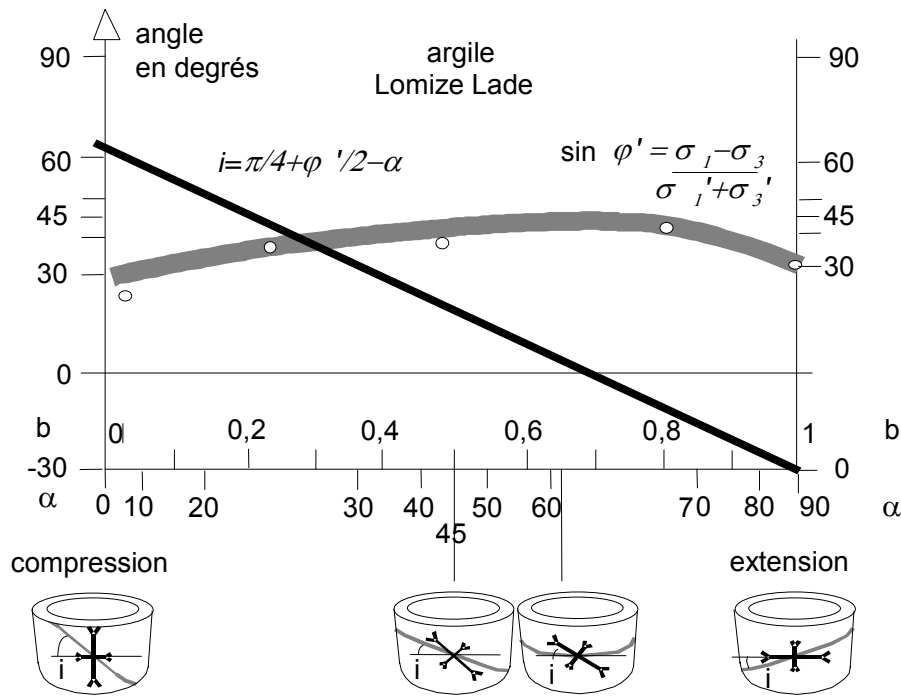


Figure 1.74 Influence de la localisation sur la résistance maximale (Lomize, 1969 ; Lade, 1981)

La courbe  $\varphi=f(b)$  obtenue montre une croissance rapide de  $\varphi'$  de la compression ( $b=0$ ) jusqu'à une valeur de  $b$  comprise entre 0,5 et 0,7, valeur à partir de laquelle la courbe amorce une décroissance un petit peu plus raide jusqu'à l'extension ( $b=1$ ). L'angle de frottement interne constaté en ce point est alors supérieur d'environ 5 degrés à celui de la compression.

Les valeurs maximales de l'angle de frottement interne sont obtenues lorsque la localisation de la bande de cisaillement n'intercepte pas les embases de la cellule. Il sera intéressant de comparer l'inclinaison des bandes de cisaillement  $i$  répertoriées lors des essais à l'orientation des axes principaux de contrainte  $\alpha$  (ou  $b$  sur la figure 1.74) à la rupture. Les études sur les sables fins (Karchafi, 1988) montrent une dépendance évidente de ces deux grandeurs. Cette dépendance peut être expliquée par la droite correspondant à l'une des deux familles de rupture définie par Coulomb. Celle-ci est donnée par la relation :

$$i = \frac{\pi}{2} - \psi - \alpha_e \text{ avec } \psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \text{ (Biarez et al., 1994).} \quad (1.30)$$

Pour les différents types de sols nous présentons sur la figure 1.75 quelques résultats de

la bibliographie sous forme de graphiques donnant la variation de l'angle de frottement avec la rotation des contraintes.

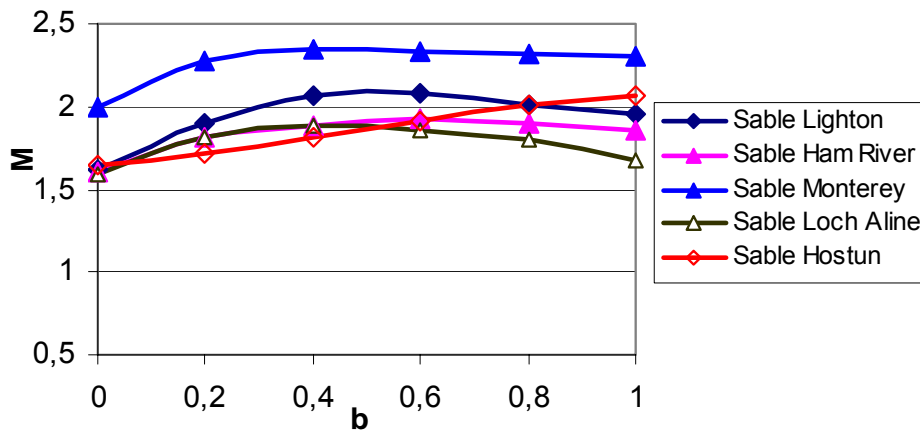


Figure 1.75 Relation entre  $M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$  et  $b$  pour les sables

Sur la figure 1.76, nous présentons des essais de torsion à  $\alpha$  constant sur la même kaolinite ( $w_L = 62,5$ ) réalisés par Saada *et al.* (1969). Des chemins de sollicitations identiques ont été imposés sur trois types d'échantillons de différents degrés d'anisotropie dus aux différentes valeurs des contraintes de préconsolidation.

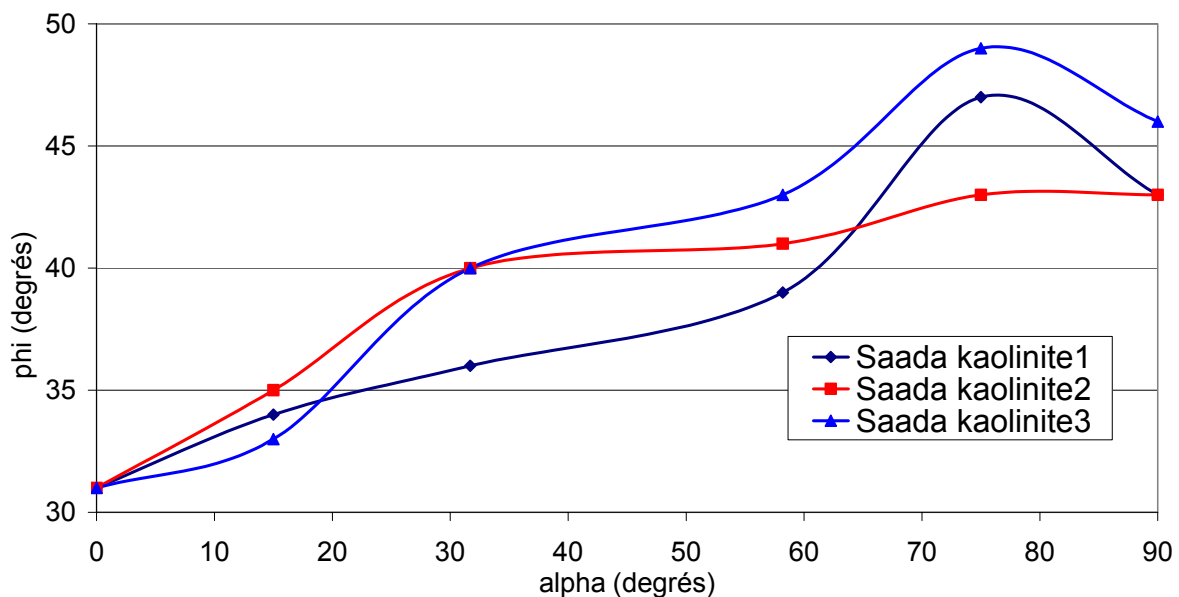


Figure 1.76 Relation entre  $\varphi$  et  $\alpha$  pour trois types d'échantillons de différents degrés d'anisotropie (Saada *et al.*, 1969)

On peut tirer de ce graphique que l'angle de frottement à la rupture dépend aussi bien de l'orientation des axes principaux de contraintes que de l'anisotropie initiale des échantillons et que la valeur de  $\varphi$  croît en général avec le degré de l'anisotropie.

Quelques résultats obtenus sur des sols argileux sont présentés dans ce qui suit. Nous reviendrons plus tard sur ces relations expérimentales pour tirer une corrélation moyenne qu'on peut généraliser à tous les types d'argiles.

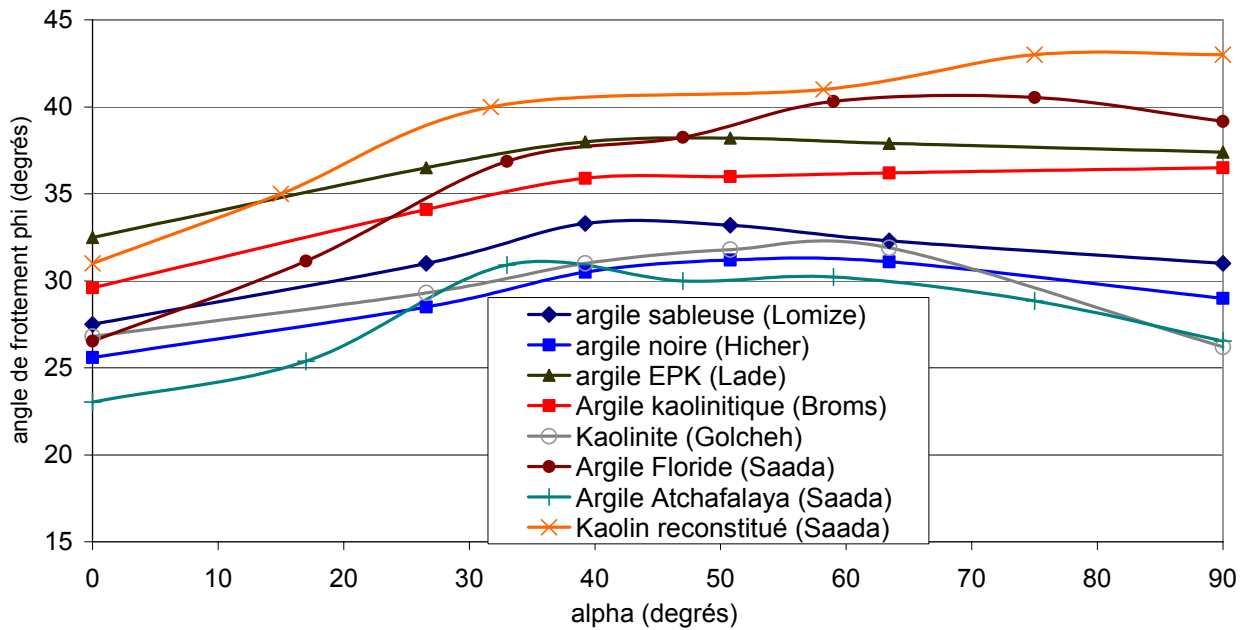


Figure 1.77 Relation entre  $\varphi$  et  $\alpha$  pour les argiles

En général, ces résultats proviennent de l'étude de sols ayant un comportement différent de celui des argiles naturelles non remaniées, mais comme l'application concomitante de déformations importantes et de rotations des axes des contraintes principales a pour effet de faire disparaître l'anisotropie et la cimentation, cette comparaison peut alors s'avérer intéressante.

## 1.4 Conclusion

L'examen des études comparatives sur les résultats d'essais en place et de laboratoire réalisés sur des argiles naturelles d'origines diverses et focalisant sur le phénomène de la rotation des contraintes nous amène à conclure que :

- les résultats d'essais de laboratoire qui ont été publiés sont nombreux, alors que les données expérimentales en place sont rares. Un travail complémentaire d'observation de quelques ouvrages réels instrumentés est nécessaire pour établir des corrélations générales entre les résultats d'essais en place et de laboratoire afin de caractériser le comportement réel des sols en place ;
- les essais en place sont relativement rapides, mais le suivi d'ouvrages et de sites réels effectué en place demande de longs mois d'observation, voire de longues années alors que les essais de laboratoire ont l'avantage de durer quelques jours, voire quelques semaines au maximum ;
- les essais en place s'effectuent sur un matériau intact à l'état naturel et dans les conditions en place (respect du processus géologique de formation des dépôts de sol), alors que les essais de laboratoire s'effectuent dans la plupart des cas sur des échantillons de sol plus ou moins remaniés (affectés par les procédures et modes de

prélèvement des carottes) en des points distincts (horizontalement et verticalement) et peuvent donc être peu représentatifs de l'état du sol en place ;

- les conditions de drainage en place sont difficiles à représenter en laboratoire.

Enfin, l'essai triaxial sur éprouvettes cylindriques creuses sur de l'argile naturelle semble être la meilleure méthode pour étudier le phénomène de la rotation des contraintes grâce à sa qualité due à la diversité et la reproductivité des résultats correspondants. Afin de pouvoir valider notre démarche, une attention doit être donnée à la qualité du prélèvement de sol et au choix des sites de prélèvement. Nous privilégions les projets où il est possible de tester les sols à proximité d'ouvrages observés ou instrumentés.

## **Chapitre 2**

### **La presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC**

## Chapitre 2. La presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC

La construction d'une cellule triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses propre au LCPC a démarré en 1984. La première cellule était livrée en 1987. La faisabilité, le cahier des charges ainsi que la bibliographie relative à cet appareil avaient été rédigés par Josseaume, responsable du projet de 1984 à 1997. Le matériel a rapidement posé des problèmes au niveau mécanique et informatique ainsi qu'au niveau de la sécurité. En 1989, après deux retours chez le fournisseur (Wickeham Farrance), la presse utilisée était définitivement cassée.

L'année 1990 verra le démarrage de la construction d'une nouvelle presse par le CECF d'Angers.

De 1991 à 1993, le cylindre creux fait partie du thème GEO 27 « Caractérisation des sols suivant les modèles élastoplastiques et visqueux ». Sous la direction d'Henri Josseaume, la thèse de Khemissa (Khemissa, 1992) a permis de faire le point sur les techniques existant dans les autres centres de recherche.

La partie mécanique de la presse est finie en mai 1994.

De 1995 à 1997, le cylindre creux était intégré dans le thème GEO 34 « Rhéologie des sols sous chargements monotones et cycliques ». Durant cette période, les logiciels d'acquisition et de pilotage des essais (asservissement par micro-ordinateur) ont été élaborés par le CECF.

Fin 1997, H. Josseaume est parti à la retraite et passe le relais au responsable de projet suivant, Ph. Reiffsteck. L'année 1998 est consacrée à finaliser le projet : écriture des programmes d'asservissement, remplacement du capteur de déplacement intérieur par un modèle fonctionnel, réalisation des bancs d'étalonnage pour les capteurs spécifiques de l'appareil (capteur de déplacements radiaux, capteur de couple).

Le 27 octobre 1998, la presse et la cellule sont livrées au LCPC. La phase d'expérimentation a montré que la presse ne correspondait pas aux normes de sécurité (présence de pièces en mouvement accessibles, manque d'ergonomie, pas de moyen de levage) et que la mise en fonctionnement de la PTCC nécessitait la réalisation d'un système comprenant un matériel de levage.

L'année 1999 a été consacrée à la réalisation de ce système et à résoudre les problèmes de dialogue selon le protocole TCP. Depuis fin 1999 la presse est opérationnelle mais des difficultés logicielles sont apparues lors des essais effectués en 2000.

Notre travail commençant en octobre 2000 a pour but d'aboutir le développement des programmes de pilotage, d'améliorer la qualité des essais et des mesures et de réaliser des séries d'essais sur des argiles naturelles afin d'étudier leur comportement et le phénomène de la rotation des contraintes principales.

L'appareillage actuel du LCPC développé pour cet essai (figure 2.1) permet de soumettre les éprouvettes à une torsion qui a pour effet de superposer aux contraintes habituelles axiale et radiale, une contrainte de cisaillement. Les sollicitations appliquées sont la force axiale  $F$ , les pressions extérieure et intérieure  $P_e$  et  $P_i$  ainsi que le couple de torsion  $M_t$  (figure 2.2). De ce fait, l'application du couple entraîne la

rotation des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_3$ ), la contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  restant fixe (figure 2.2).



Figure 2.1 Appareil de torsion pour cylindre creux du LCPC

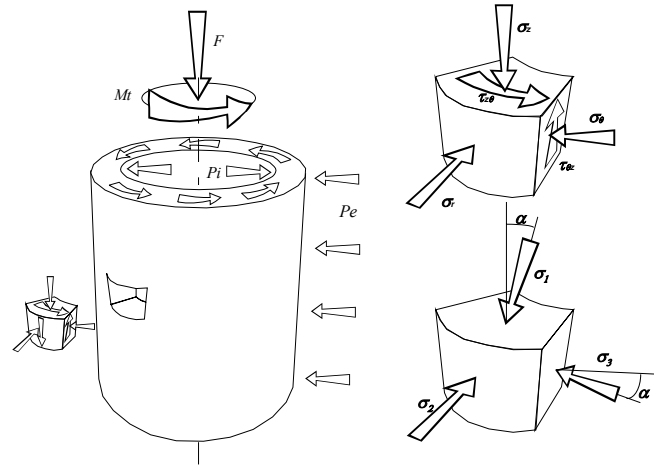


Figure 2.2 Rotation des contraintes dans une éprouvette cylindrique creuse

L'asservissement des trois axes ( $F, M_t$  et  $P_e, P_i$ ) de cet appareil permet d'imposer des chemins de contrainte ou de déformation spécifiques, qui ont pour but l'analyse de l'influence de la rotation des axes principaux.

Différentes combinaisons de contraintes normales  $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$  et tangentielle  $\tau_{\theta z}$  peuvent être imposées à l'échantillon. Les axes principaux tournent à partir de leur état initial et la position de la contrainte principale intermédiaire par rapport à celles dites majeure et mineure peut donc être maîtrisée.

## 2.1 Etat de contrainte dans un essai de compression-torsion

### 2.1.1 Etat de contrainte dans un essai de compression-torsion

Le tenseur de contraintes en coordonnées cylindriques a la configuration suivante, du fait de l'existence de la contrainte tangentielle :

$$\begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & \tau_{\theta z} \\ 0 & \tau_{z\theta} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

avec les définitions classiques des paramètres  $\sigma_r$ , contrainte radiale,  $\sigma_\theta$  contrainte orthoradiale,  $\sigma_z$  la contrainte axiale et  $\tau_{z\theta}$  contrainte tangentielle.

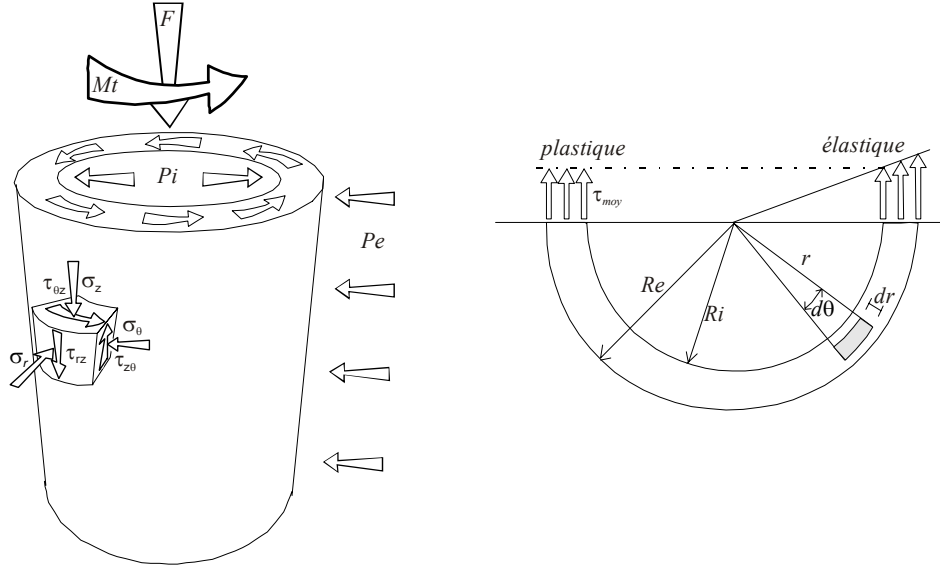


Figure 2.3 Etat de contrainte dans un cylindre creux

### Contrainte axiale $\sigma_z$

Si la force  $F$  est parallèle à l'axe de symétrie de l'éprouvette ; on peut écrire :

$$\sigma_z = \frac{F}{\pi \cdot (R_e^2 - R_i^2)} \quad (2.2)$$

$$\text{avec } F = F_z + \pi \cdot (R_e^2 P_e - R_i^2 P_i) \quad (2.3)$$

où  $F_z$  désigne la force axiale mesurée par le capteur.

Une contrainte parasite dans cette direction,  $\delta\sigma_z$ , apparaît en raison d'un couple de torsion imposé à l'éprouvette si sa hauteur reste constante en cours d'essai. Si l'on prend un cylindre plein, soumis exclusivement à un couple de torsion, Timoshenko (1968) démontre pour  $\delta\sigma_z$  l'expression suivante :

$$\delta\sigma_z = \frac{E \cdot \tau_{\max}^2}{4 \cdot G^2 \cdot (1 - \frac{2r^2}{R_e^2})} \quad (2.4)$$

On constate la dépendance de  $\delta\sigma_z$  avec le module d'élasticité  $E$ , le module de cisaillement  $G$  et la contrainte tangentielle maximale  $\tau_{\max}$ , due au couple imposé. La distribution de cette contrainte parasite en fonction de  $r$  est schématisée sur la figure 2.4. Le paramètre  $K = E \cdot \tau_{\max}^2 / 4G^2$  est supposé constant pour un état donné de contrainte. Pour les cylindres creux dont  $R_i$  est supérieur à  $\sqrt{2} R_e / 2$ , toute la section de l'échantillon subit un déviateur négatif (pour nous  $\sqrt{2} R_e / 2 = 3,54$  et  $R_i = 3,5$ ).



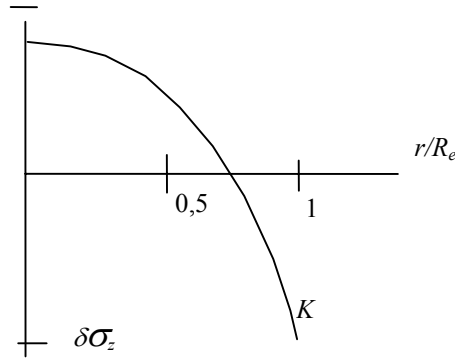


Figure 2.4 Contrainte normale parasite due à un couple de torsion

### Contrainte orthoradiale $\sigma_\theta$

Timoshenko (1968) calcule la valeur suivante de  $\sigma_\theta$  en tout point de l'éprouvette

$$\sigma_\theta = \frac{(R_e^2 P_e - R_i^2 P_i)}{R_e^2 - R_i^2} + \frac{(P_e - P_i) R_e^2 R_i^2}{r^2 (R_e^2 - R_i^2)} \quad (2.5)$$

La valeur moyenne de cette contrainte est donnée par

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{\int_{R_i}^{R_e} \sigma_\theta r dr}{R_e - R_i} = \frac{(R_e^2 P_e - R_i^2 P_i)}{R_e^2 - R_i^2} + \frac{(P_e - P_i) R_e^2 R_i^2}{R_e R_i (R_e^2 - R_i^2)} \quad (2.6)$$

### Contrainte radiale $\sigma_r$

Dans notre cas,  $P_e = P_i$  ce qui implique  $\sigma_r = \sigma_\theta$ .

### Contrainte tangentielle $\tau_{\theta z}$

La répartition de  $\tau_{\theta z}$  due au couple de torsion  $Mt$  sur la section d'une éprouvette est soit uniforme (dans le cas plastique, figure 2.3), soit suit une variation linéaire en fonction de la distance au centre de la section (dans le cas élastique, figure 2.3).

Ceci donne (Golchek, 1986), dans le cas élastique la contrainte en fonction du rayon  $r$  :

$$\tau_{\theta z} = \frac{2. Mt. r}{\pi. (R_e^4 - R_i^4)} \quad (2.7)$$

et la contrainte moyenne vaut alors

$$\bar{\tau}_{\theta z} = \frac{4. Mt. (R_e^3 - R_i^3)}{3. \pi. (R_e^4 - R_i^4) (R_e^2 - R_i^2)} \quad (2.8)$$

Dans le cas plastique, la contrainte moyenne vaut :

$$\bar{\tau}_{\theta z} = \frac{3. Mt}{2. \pi. (R_e^3 - R_i^3)} \quad (2.9)$$

### 2.1.2 Etat de déformation

Les éléments du tenseur de déformation seront intégralement définis à chaque instant en cours d'essai.

#### Déformation axiale $\bar{\varepsilon}_z$

$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{\Delta H}{H_o} \quad (2.10)$$

$\Delta H$  est la variation de la hauteur à chaque instant, elle est considérée positive en compression.

#### Déformation radiale $\bar{\varepsilon}_r$

La déformation radiale indique la variation de l'épaisseur du cylindre creux. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$\bar{\varepsilon}_r = \frac{\Delta R_e - \Delta R_i}{(R_e - R_i)} \quad (2.11)$$

Les rayons sont mesurés par un ensemble de capteurs extérieurs à l'éprouvette et un ensemble intérieur (figure 2.5). Les variations de rayon  $\Delta R_e$  et  $\Delta R_i$  sont prises positives si elles agissent dans le sens du raccourcissement du rayon. Ces variations peuvent être calculées de deux manières différentes.

1- Cas où les vérins qui soutiennent les ensembles de mesure sont maintenus en position haute.

$$\Delta R_e = \frac{\Delta R_{e1} + \Delta R_{e2} + \Delta R_{e3}}{3} \quad \text{et} \quad \Delta R_i = \frac{\Delta R_{i1} + \Delta R_{i2} + \Delta R_{i3}}{3} \quad (2.12)$$

Dans ce cas, le repère est fixe, l'axe de l'ensemble de mesure est confondu avec l'axe de la cellule et donc l'axe initial de l'éprouvette (figure 2.6 cas 1). Les rayons intérieur et extérieur peuvent donc être pris comme la moyenne des mesures respectivement intérieures et extérieures.

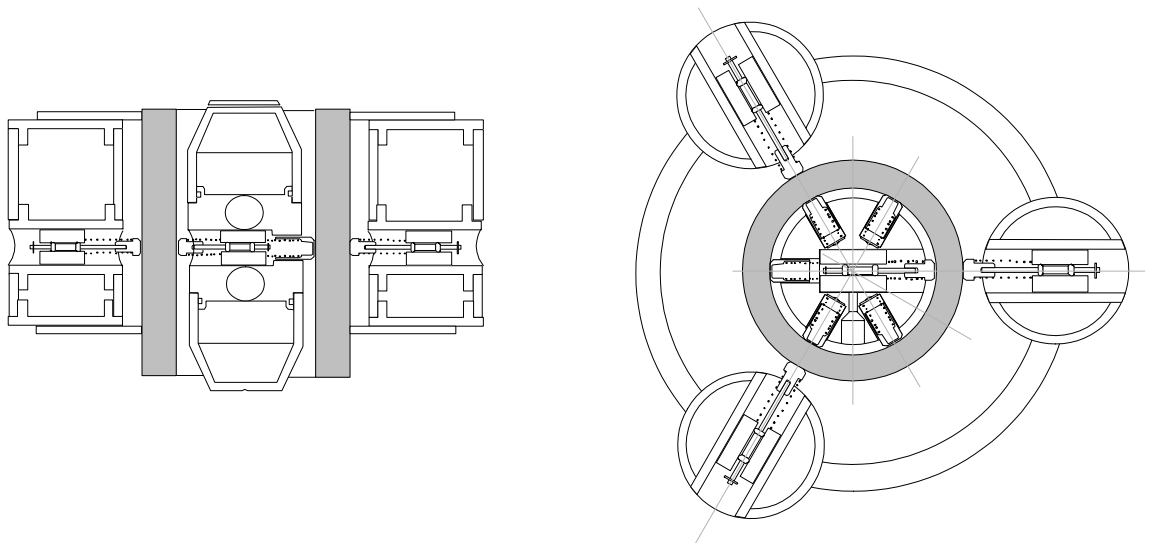


Figure 2.5 Disposition des capteurs intérieurs et extérieurs

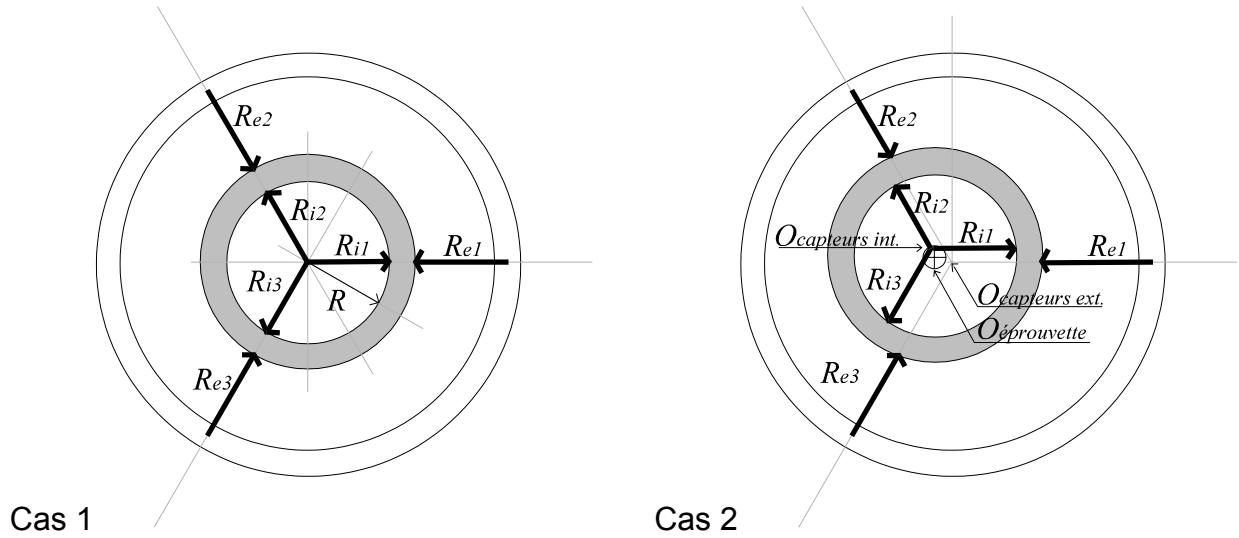


Figure 2.6 Disposition des ensembles de mesure autour de l'éprouvette

2- Cas où les vérins qui soutiennent les ensembles de mesure sont rétractés et que les ensembles de mesures flottent dans le fluide de confinement (huile de silicone).

Cette fois-ci le repère est mobile, l'axe de l'ensemble de mesure est distinct de l'axe de la cellule et donc de l'axe initial de l'éprouvette (figure 2.6 cas 2). L'excentrement dépend de la raideur des ressorts et de la qualité de réalisation de l'éprouvette.

Il faut alors faire l'hypothèse d'une déformation circulaire pour calculer le rayon du cercle circonscrit au triangle représenté par les trois capteurs placés en étoile en fonction des rayons mesurés par ces capteurs.

### 2.1.2.1 Capteurs intérieurs

On sait que les coordonnées des points de mesure s'expriment en fonction des coordonnées du point d'intersection ( $O_{\text{capteurs int.}}$ ) du plan contenant les axes des capteurs avec l'axe vertical du flotteur dans lequel ils sont fixés.

$$\begin{cases} x_1 = R_{i1} \cdot \cos \theta \\ y_1 = R_{i1} \cdot \sin \theta \\ x_2 = R_{i2} \cdot \cos(\theta + 120) \\ y_2 = R_{i2} \cdot \sin(\theta + 120) \\ x_3 = R_{i3} \cdot \cos(\theta + 240) \\ y_3 = R_{i3} \cdot \sin(\theta + 240) \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} (x_1 - x_c)^2 + (y_1 - y_c)^2 = R_{\text{échantillon}}^2 \\ (x_2 - x_c)^2 + (y_2 - y_c)^2 = R_{\text{échantillon}}^2 \\ (x_3 - x_c)^2 + (y_3 - y_c)^2 = R_{\text{échantillon}}^2 \end{cases} \quad (2.13)$$

ce qui donne après substitution

$$\begin{cases} x_c = \frac{(y_1 - y_2) \cdot (x_1^2 - x_3^2 + y_1^2 - y_3^2) - (y_1 - y_3) \cdot (x_1^2 - x_2^2 + y_1^2 - y_2^2)}{2 \cdot (y_1 - y_2) \cdot (x_1 - x_3) - 2 \cdot (y_1 - y_3) \cdot (x_1 - x_2)} \\ y_c = \frac{1}{2 \cdot (y_1 - y_2)} \cdot (x_1^2 - x_2^2 + y_1^2 - y_2^2 - 2 \cdot (x_1 - x_2) \cdot x_c) \\ R_{\text{échantillon int.}} = \sqrt{(x_1 - x_c)^2 + (y_1 - y_c)^2} \end{cases} \quad (2.14)$$

### 2.1.2.2 Capteurs extérieurs

Il suffit d'appliquer la transformation pour obtenir les coordonnées des points de mesure en fonction des coordonnées du point d'intersection ( $O_{\text{capteurs ext.}}$ ) du plan contenant les axes des capteurs avec l'axe vertical de l'anneau sur lequel ils sont fixés.

$$\begin{cases} x_1 = (R_{\text{anneau}} - R_{e1}).\cos \theta \\ y_1 = (R_{\text{anneau}} - R_{e1}).\sin \theta \\ x_2 = (R_{\text{anneau}} - R_{e2}).\cos(\theta + 120) \\ y_2 = (R_{\text{anneau}} - R_{e2}).\sin(\theta + 120) \\ x_3 = (R_{\text{anneau}} - R_{e3}).\cos(\theta + 240) \\ y_3 = (R_{\text{anneau}} - R_{e3}).\sin(\theta + 240) \end{cases} \quad (2.15)$$

$R_{\text{anneau}}$  est le rayon de l'anneau sur lequel sont fixés les flotteurs incluant les capteurs de déplacement.

On peut ensuite calculer la variation d'épaisseur locale afin de vérifier la présence d'une éventuelle localisation de déformation

$$\Delta e_i = \Delta R_{ei} - \Delta R_{ii} \quad (2.16)$$

ainsi que la surface à mi-hauteur de l'éprouvette

$$S = \text{Périmètre} \times \text{Epaisseur} = 2.\pi.R_{\text{échantillon moy.}}.(e_o + \frac{\sum \Delta e_i}{3}) \quad (2.17)$$

### Déformation orthoradiale $\bar{\varepsilon}_\theta$

Le changement de périmètre de l'échantillon est représenté par  $\bar{\varepsilon}_\theta$ , qui se calcule à partir de l'expression suivante :

$$\bar{\varepsilon}_\theta = \frac{\Delta R_e + \Delta R_i}{(R_e + R_i)} \quad (2.18)$$

### Déformation tangentielle ou distorsion $\varepsilon_{\theta z} = \gamma_{\theta z}/2$

Dans le cas d'un cylindre creux dont la section inférieure est fixée et celle supérieure est entraînée en torsion, deux hypothèses servent à la définition de la distorsion  $\gamma_{\theta z}$  :

- 1- la variation de  $\psi$ , l'angle de rotation sur la hauteur est linéaire (figure 2.7),
- 2- pour toute la section, les éléments situés sur un rayon restent tous alignés après torsion.

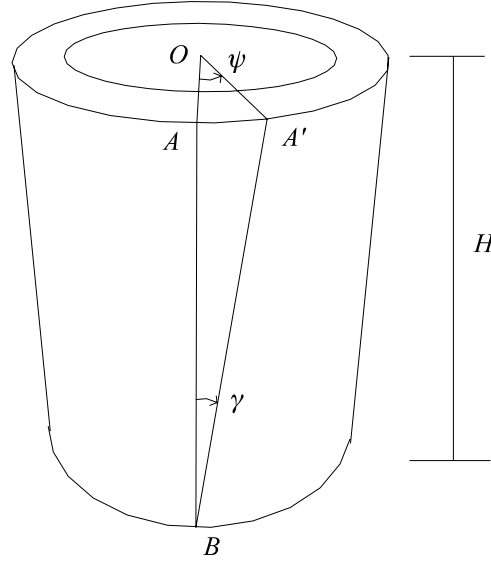


Figure 2.7 Distorsion d'un cylindre creux

Ces hypothèses impliquent l'uniformité de la distorsion, dont la valeur moyenne est :

$$\bar{\gamma}_{\theta z} = \frac{\psi \cdot (R_e + R_i)}{2H} \quad (2.19)$$

Hight et al. (1983) proposent la formule suivante, qui donne des résultats très semblables :

$$\bar{\gamma} = \frac{2 \cdot \psi \cdot (R_e^3 - R_i^3)}{3 \cdot H \cdot (R_e^2 - R_i^2)} \quad (2.20)$$

Les distorsions dans les autres directions sont nulles :  $\varepsilon_{rz} = \varepsilon_{r\theta} = 0$

### 2.1.3 Contraintes principales

Dans le cas d'un cylindre creux soumis à la torsion, la direction de la contrainte intermédiaire  $\sigma_r$  reste fixe. Nous pouvons donc rester en deux dimensions et déterminer les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{(\sigma_z + \sigma_\theta)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \\ \sigma_2 &= \sigma_r \\ \sigma_3 &= \frac{(\sigma_z + \sigma_\theta)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \end{aligned} \quad (2.21)$$

### 2.1.4 Angle de rotation des contraintes principales

L'angle  $\alpha$  de rotation des axes principaux est obtenu à partir de la construction du pôle du cercle de Mohr :

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_\theta}\right) \quad (2.22)$$

## 2.1.5 Paramètres de contrôle des contraintes

### 2.1.5.1 Cas $P_e = P_i$

Nous allons utiliser comme paramètres de contrôle des contraintes, la contrainte moyenne, la contrainte déviatorique et l'angle de rotation des contraintes.

Ces paramètres seront calculés à partir des valeurs moyennes des contraintes.

La contrainte moyenne est définie par :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \text{ or } \sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_z + \sigma_\theta \quad ; \quad \sigma_2 = \sigma_r \text{ et comme } P_e = P_i, \text{ on obtient } \sigma_\theta = \sigma_r$$

donc

$$p = \frac{\sigma_z + 2.\sigma_r}{3} \quad (2.23)$$

et la contrainte déviatorique vaut :

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (2.24)$$

En utilisant les relations entre les contraintes appliquées et les contraintes principales on obtient :

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2] + 3.(\tau_{zr}^2 + \tau_{z\theta}^2 + \tau_{r\theta}^2)} \quad (2.25)$$

Cette expression se simplifie d'où :

$$q = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_r)^2 + 3.\tau_{\theta z}^2} \quad \text{ou} \quad q = |\sigma_z - \sigma_r| \cdot \sqrt{1 + \frac{3}{4} \cdot \tan^2 2\alpha} \quad (2.26)$$

On peut également calculer l'angle de Lode :

$$\sin 3\theta = -\frac{3\sqrt{3}.J_3'}{2.J_2^{3/2}} = \frac{\sqrt{3} \cdot (\sigma_z - \sigma_r) \cdot [\frac{2}{9}(\sigma_z - \sigma_r)^2 + \tau_{\theta z}^2]}{2 \cdot [\frac{1}{3}(\sigma_z - \sigma_r)^2 + \tau_{\theta z}^2]^{3/2}} \quad (2.27)$$

Ceci permet de déterminer les relations entre les contraintes appliquées et les paramètres de contrôle des contraintes :

si  $\sigma_z - \sigma_r \geq 0$

$$\sigma_z = p + \frac{4.q}{3 \cdot \sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p - \frac{2.q}{3 \cdot \sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}$$

$$\tau_{\theta z} = \frac{q \cdot \tan 2\alpha}{\sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}$$

si  $\sigma_z - \sigma_r \leq 0$

$$\sigma_z = p - \frac{4.q}{3 \cdot \sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p + \frac{2.q}{3 \cdot \sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}} \quad (2.28)$$

$$\tau_{\theta z} = -\frac{q \cdot \tan 2\alpha}{\sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}$$

En utilisant les formules des contraintes moyennes du paragraphe 2.1.1, nous pouvons remonter aux relations entre les efforts appliqués et les paramètres de contrôle des contraintes :

$$\begin{aligned}
& \text{si } \sigma_z - \sigma_r \geq 0 \\
& F = \pi(R_e^2 - R_i^2) \cdot \left( p + \frac{4 \cdot q}{3 \cdot \sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}} - P_e \right) \\
& P_e = \sigma_r \\
& Mt = \frac{2}{3} \pi (R_e^3 - R_i^3) \cdot \frac{q \cdot \tan 2\alpha}{\sqrt{4 + 3 \cdot \tan^2 2\alpha}}
\end{aligned} \tag{2.29}$$

### 2.1.5.2 Cas $P_e \neq P_i$

Dans ce cas, nous utilisons comme paramètres, la contrainte moyenne, la contrainte déviatorique, l'angle de rotation des contraintes et  $b$ .

La contrainte moyenne est définie par :

$$\begin{aligned}
p &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{or } \sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_z + \sigma_\theta \quad ; \quad \sigma_2 = \sigma_r \quad \text{et comme } P_e \neq P_i, \text{ nous obtenons} \\
& \sigma_\theta \neq \sigma_r \text{ donc} \\
p &= \frac{\sigma_z + \sigma_r + \sigma_\theta}{3}
\end{aligned} \tag{2.30}$$

est la contrainte déviatorique est:

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \tag{2.31}$$

En utilisant la relation entre la contrainte appliquée et la contrainte principale, nous avons :

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2] + 3 \cdot (\tau_{zr}^2 + \tau_{z\theta}^2 + \tau_{r\theta}^2)} \tag{2.32}$$

Après calcul nous obtenons :

$$b = \frac{2 \cdot \sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z}{2} \cdot \frac{\cos 2\alpha}{\sigma_z - \sigma_\theta} + \frac{1}{2} \tag{2.33}$$

et

$$\sigma_z - \sigma_\theta = \frac{q \cdot \cos 2\alpha}{\sqrt{b^2 - b + 1}} \tag{2.34}$$

Ainsi la relation entre les contraintes appliquées et les paramètres de pilotage sont :

$$\begin{aligned}
& \text{si } \sigma_z - \sigma_r \geq 0 \\
& \sigma_r = \frac{q \cdot (2b - 1)}{3 \cdot \sqrt{b^2 - b + 1}} + p \\
& \sigma_\theta = p - \frac{q \cdot (2b - 1)}{3 \cdot \sqrt{b^2 - b + 1}} - \frac{q \cdot \cos 2\alpha}{\sqrt{b^2 - b + 1}} \\
& \sigma_z = p + \frac{q \cdot (3 \cdot \cos 2\alpha - 2b + 1)}{3 \cdot \sqrt{b^2 - b + 1}}
\end{aligned} \tag{2.35}$$

Et les efforts pour ce cas sont présentés ci dessous :

---

Si  $\sigma_z - \sigma_r \geq 0$

$$F_z = \pi(R_e^2 - R_i^2) \left( p + \frac{(2b-1).q}{3.\sqrt{b^2 - b + 1}} - \pi(R_e^2.p_e - R_i^2.p_i) \right)$$

$$P_e = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} + \frac{R_i}{2.R_e}(\sigma_r - \sigma_\theta)$$

$$P_i = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} + \frac{R_e}{2.R_i}(\sigma_r - \sigma_\theta)$$

et

$$Mt = \frac{1}{3} \pi(R_e^3 - R_i^3) . (\sigma_z - \sigma_\theta) . \tan(2.\alpha)$$


---

(2.36)

## 2.2 Matériel d'essai

L'appareillage se compose comme les cellules triaxiales habituelles (figure 2.8) d'une enceinte transparente contenant un fluide et munie d'un piston traversant le couvercle supérieur. Le fluide mis sous pression par les générateurs de pressions intérieure et extérieure est à l'origine de la contrainte radiale  $\sigma_r = P$ , le piston, par l'intermédiaire de la presse, engendre d'une part la contrainte axiale  $\sigma_a = F/S$  et, mis en rotation par un motoréducteur coiffant la cellule, engendre d'autre part la contrainte de cisaillement  $\tau = f(Mt)$ . L'instrumentation consiste en 3 capteurs de pression, 9 capteurs de déplacement, 1 capteur angulaire, 1 capteur de compression et de couple. Une armoire contient les différents tiroirs de conditionnement des 15 capteurs et les racks de commande des générateurs de pression-volume et de la presse. L'asservissement des trois axes ( $F$ ,  $M_t$  et  $P_e$ ,  $P_i$ ) de cet appareil est réalisé avec le logiciel d'acquisition et de pilotage des essais Labview.



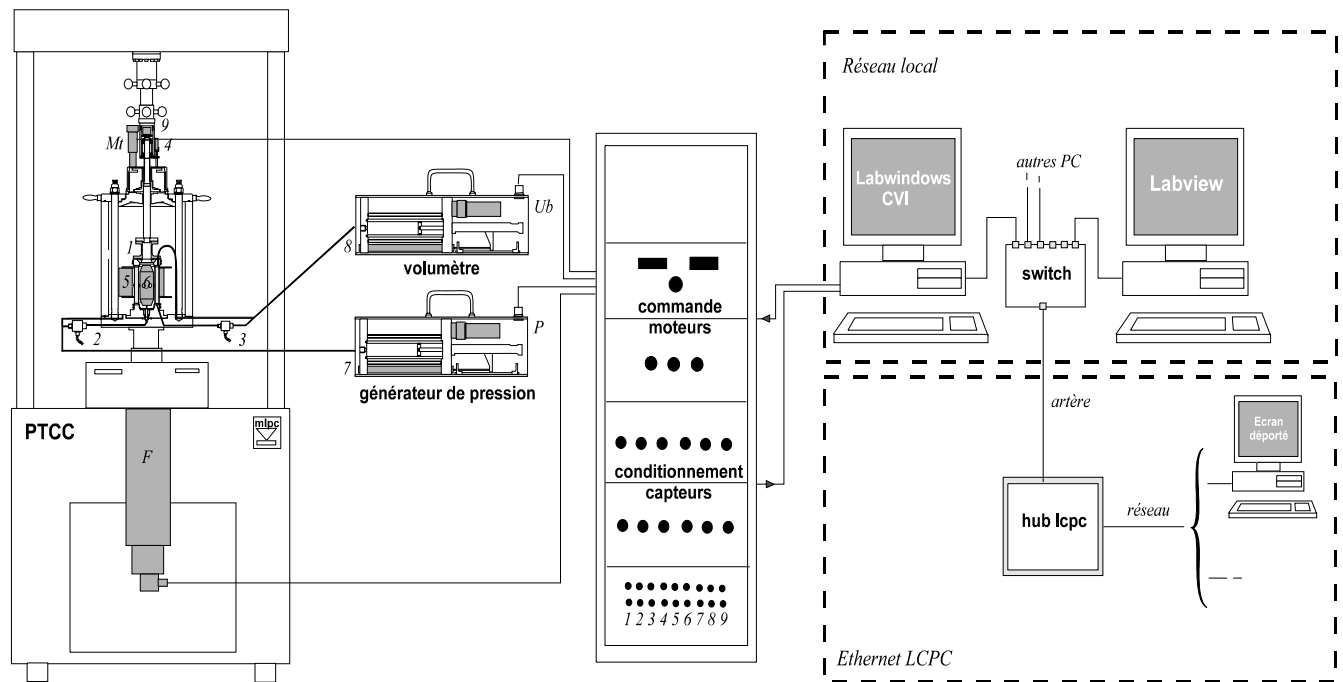


Figure 2.8 Appareil pour essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses

(1) capteur de force et de couple ; (2) capteur de pression interstitielle ; (3) capteur de pression cellulaire ; (4) capteur de déformation axiale ; (5) trois capteurs de déplacement radiaux externes ; (6) trois capteurs de déplacement radiaux internes ; (7) capteurs de déplacement du générateur de pression ; (8) capteurs de déplacement du volumètre ; (9) capteur de distorsion .

L'échantillon cylindrique creux constitué d'argile naturelle a une hauteur de 15 cm, un diamètre intérieur de 7 cm et un diamètre extérieur de 10 cm. Il est placé dans la cellule entre deux embases rigides munies de pierres poreuses et d'un ensemble de douze couteaux qui viennent prendre place radialement sur le périmètre. Ils ont pour fonction de transmettre le couple de torsion à l'éprouvette. L'embase inférieure est mobile en translation et l'embase supérieure en rotation.

La plage d'utilisation de cet appareillage est : 0-1,5 MPa de pression cellulaire (intérieure et extérieure à l'éprouvette), 0-100 kN d'effort vertical et 0-36 m.daN de couple.

Une description des matériels mécaniques, électriques et informatiques est présentée dans les sections suivantes.

### 2.2.1 Le chargement axial

La presse utilisée est issue de la MAER 100 kN développée par le MLPC. La course du piston est de 100 mm. Le moteur à courant continu applique l'effort par l'intermédiaire d'un système vis-écrou utilisant une vis à bille.

L'architecture adoptée au LCPC est très classique et similaire à celle utilisée dans la plupart des cas. Il s'agit d'une architecture inspirée des machines de Saada et de Lade.

### 2.2.2 La contrainte de torsion

Le système d'application de la contrainte de torsion fait partie intégrante de la cellule. La contrainte de torsion est appliquée sur l'éprouvette au moyen d'un moteur pas-à-pas dont la rotation est réduite par un motoréducteur.

### 2.2.3 La contrainte radiale et la contre-pression d'eau interstitielle

La contrainte radiale sur l'éprouvette et la contre-pression d'eau interstitielle sont obtenues au moyen d'une pression cellulaire hydrostatique. La solution retenue pour produire une pression cellulaire stabilisée est un vérin hydraulique motorisé dont le fonctionnement est asservi à la mesure de pression.

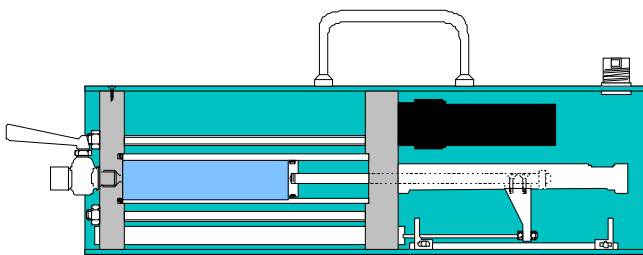


Figure 2.9 Générateur de pression  $\sigma_3$  et contrepression  $U$

Les générateurs de pression volume ont fait l'objet d'une fabrication spécifique. Le circuit de contrôle permet de travailler à pression contrôlée avec mesure de la variation de volume ou à volume contrôlé avec mesure de la variation de pression.

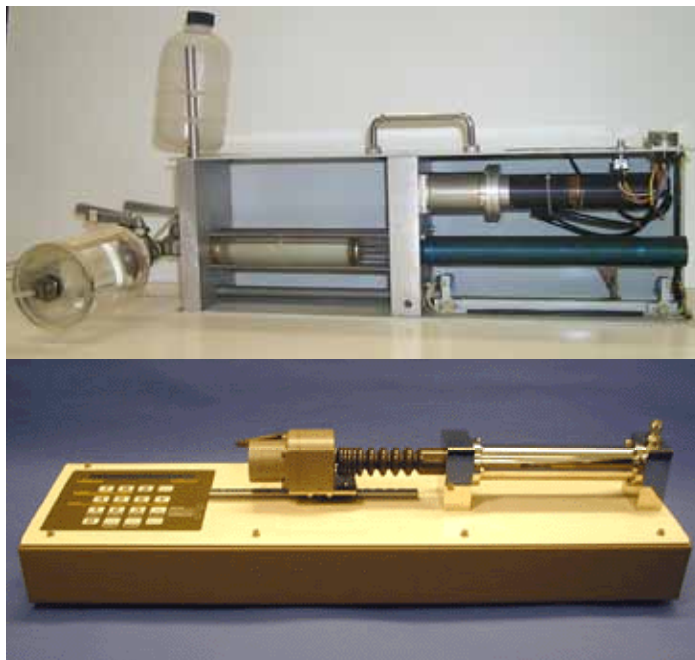


Figure 2.10 Générateur de pression volume CECF et GDS et régulateur de pression de l'Imperial College

A titre de comparaison, le cylindre creux de l'Imperial College de Londres est piloté à l'aide de régulateurs de pression utilisant des moteurs à courant continu alors que les générateurs utilisés par l'UCD ont été achetés à la société britannique GDS (figure 2.10).

### 2.2.4 La pression intérieure

L'intérêt d'avoir les pressions intérieures et extérieures à l'éprouvette différentes est d'imposer à l'échantillon testé des chemins de contraintes diversifiés et compliqués. Le but est de pouvoir suivre l'angle de rotation des contraintes principales indépendamment de la contrainte principale intermédiaire.

Dans le but d'obtenir une pression intérieure différente de la pression extérieure, nous avons dans un premier temps isolé ce volume à l'aide d'une plaque métallique qui vient se mettre à la partie supérieure de l'éprouvette (figure 2.11).

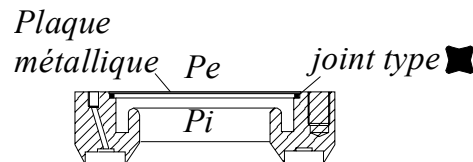


Figure 2.11 Séparation des volumes

Nous avons ensuite ajouté deux générateurs (figure 2.12). Le générateur GDS maintient la pression interstitielle constante tandis que le générateur CECP applique la pression intérieure. Cette solution a été préférée car nous disposons d'un nombre limité de sorties sur les cartes de notre PC CECP.

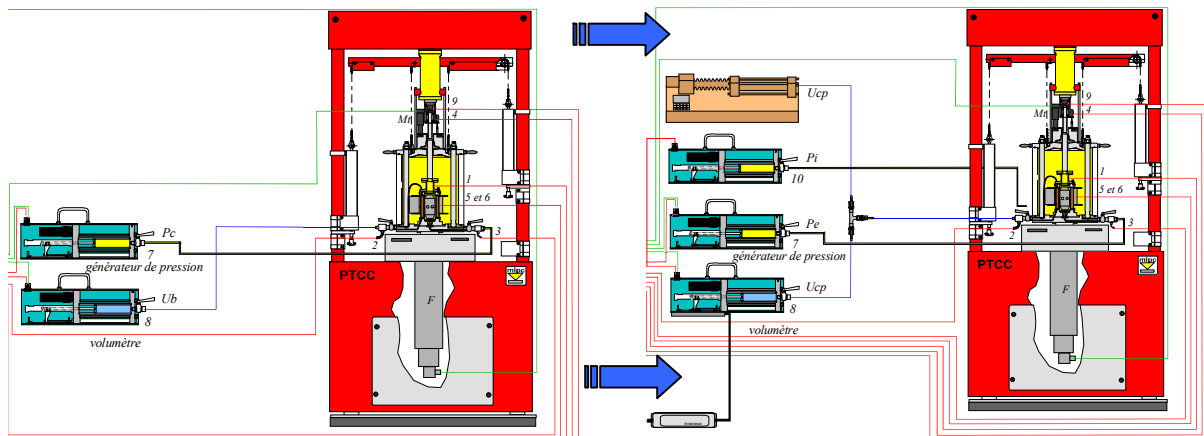


Figure 2.12 Configuration du système pour  $P_e=P_i$  (gauche) et pour  $P_e \neq P_i$  (droite)

Le schéma hydraulique est donc modifié de la façon suivante :

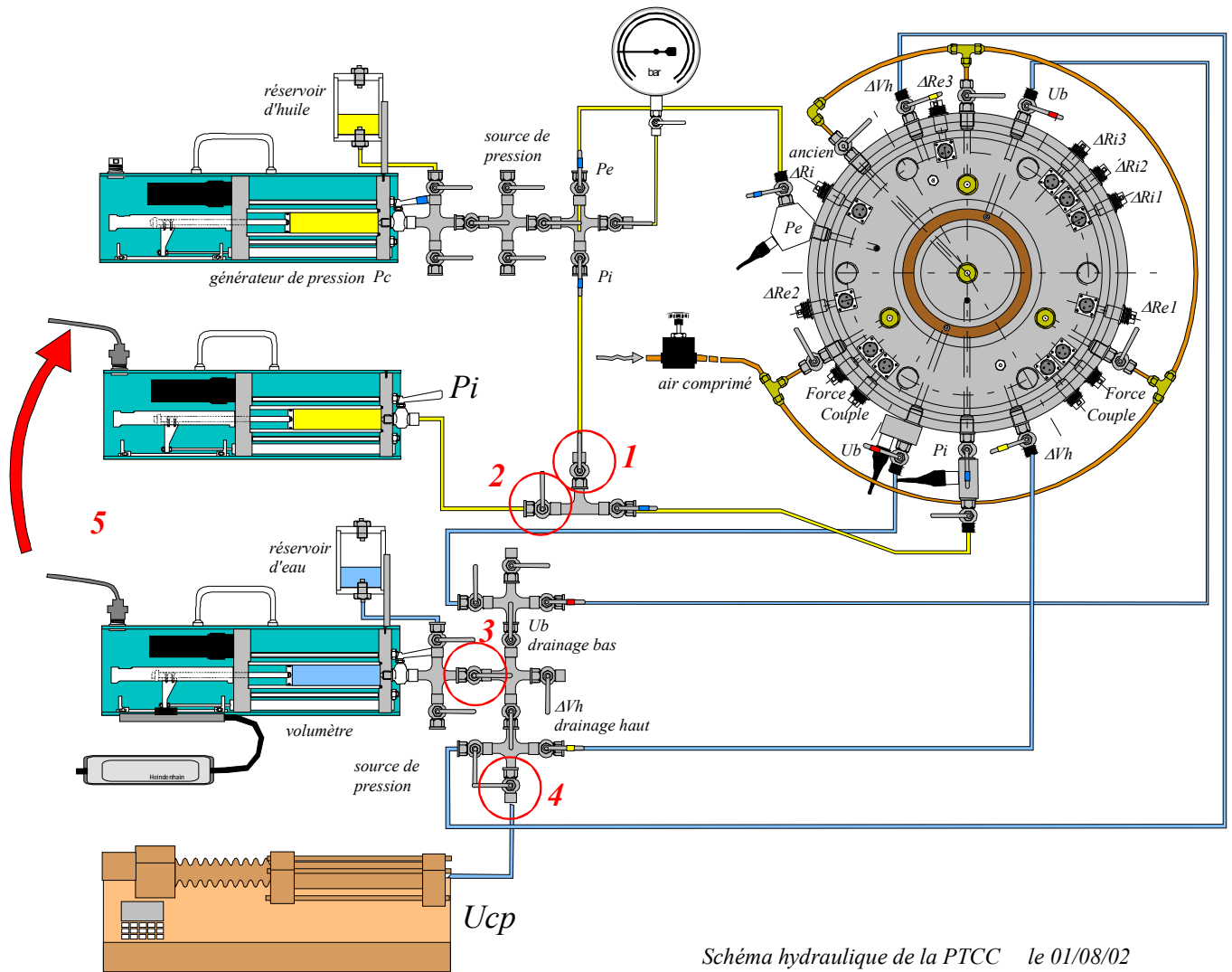


Schéma hydraulique de la PTCC le 01/08/02

Figure 2.13 Schéma hydraulique  $P_e \neq P_i$

Le capteur de pression interstitielle est déconnecté après la phase de consolidation et l'entrée est utilisée pour la pression intérieure.

## 2.2.5 La cellule

La figure 2.14 correspond au schéma de principe d'une éprouvette placée dans une cellule triaxiale dont l'environnement assure les fonctions détaillées ci-après. La cellule est constituée par une enceinte comportant une embase inférieure (1), un cylindre (3) et un chapeau (4). L'éprouvette est placée entre l'embase inférieure et une embase supérieure (2). La cellule comprend également le système d'application (19, 20) de l'effort de torsion.

### 2.2.5.1 L'embase inférieure

L'embase inférieure (1) est constituée de deux sous-ensembles qui sont le plateau et le support d'éprouvette. Le plateau s'encastre sur le plateau de la presse, de façon à assurer la stabilité et la verticalité de l'ensemble. Le support d'éprouvette est

interchangeable, actuellement destiné à recevoir une éprouvette de 10 cm de diamètre extérieure, un autre pouvant recevoir une éprouvette de diamètre extérieure de 14 cm peut prendre place également sur le plateau.

L'embase comporte une sortie hydraulique (5) que l'on peut relier soit à un système de remplissage de la cellule, soit au générateur ou contrôleur de pression cellulaire  $\sigma_r$ , quatre sorties hydrauliques (6) et (7), en communication avec les disques poreux, disposées aux deux extrémités de l'éprouvette (8) et (9). Une des sorties hydrauliques, (9) sur la figure 2.14, comprend une dérivation vers le bloc support du capteur de pression interstitielle (10), lorsque cette mesure est électrique. A partir de ces sorties, des liaisons souples (avec des tubes en Rilsan par exemple) sont réalisées, mais des robinets à volume constant, solidaires de la cellule, permettent d'isoler ces circuits de l'éprouvette.

Les embases inférieure et supérieure reçoivent les pierres poreuses et un ensemble de douze couteaux d'une hauteur de 4 mm qui viennent prendre place radialement sur le périmètre. L'extrémité de ces couteaux est taillée en biseau. Ils ont pour fonction de transmettre le couple de torsion à l'éprouvette de sol en créant un blocage dans la direction orthoradiale.

Si l'on compare la cellule du cylindre creux MLPC à celle du cylindre creux de l'UCD, on constate que l'appareillage est plus léger et l'éprouvette plus accessible pour des caractéristiques d'essai très similaires (figure 2.15).

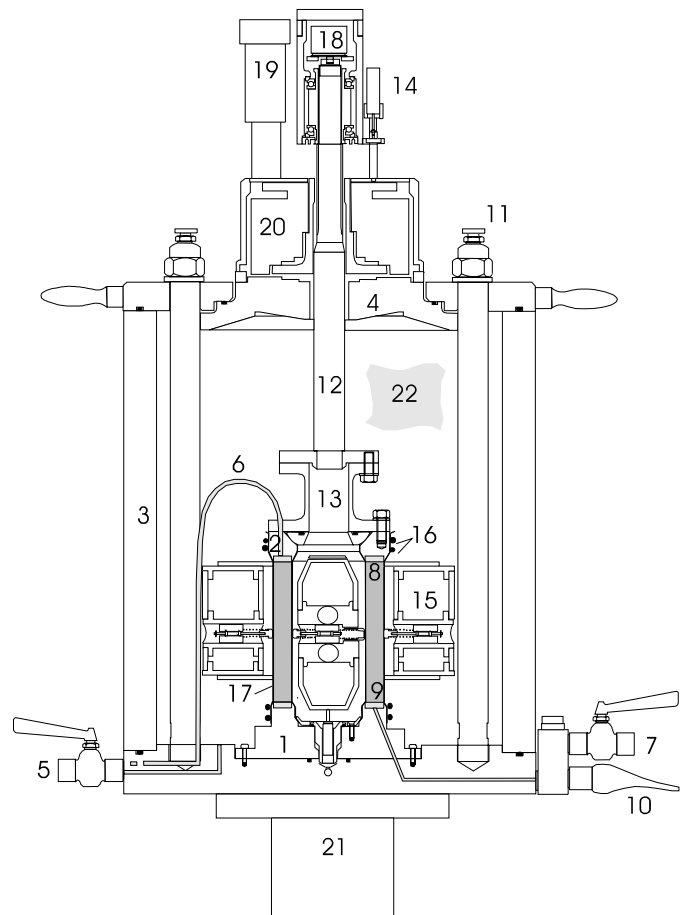


Figure 2.14 Schéma de la cellule

(1) embase inférieure ; (2) embase supérieure ; (3) enceinte cylindrique ; (4) chapeau ; (5) circuit de pression de fluide cellulaire ; (6) et (7) mesure du volume drainé et/ou de la contre pression ; (8) anneau poreux supérieur ; (9) anneau poreux inférieur ; (10) capteur de pression interstitielle ; (11) purge ; (12) piston ; (13) capteur effort vertical et couple ; (14) capteur de déplacement vertical ; (15) capteur de déplacement radial ; (16) joints toriques ; (17) membrane ; (18) capteur angulaire ; (19) moteur ; (20) motoréducteur ; (21) plateau de la presse ; (22) liquide cellulaire

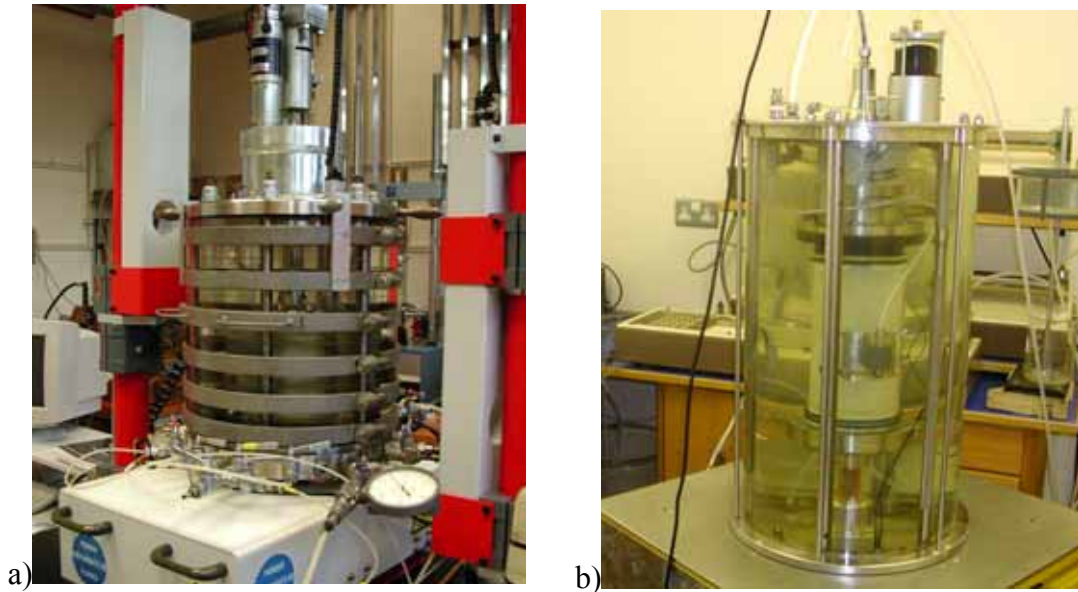


Figure 2.15 Comparaison des cellules de l'appareil du LCPC (a) et de l'UCD (b)

#### **2.2.5.2 Le cylindre extérieur**

L'enceinte transparente en polyacrylique (3) permet de bien contrôler visuellement le schéma de rupture de l'éprouvette lors de la phase d'essai. Résistant à une plage de pression de 0 à 1,5 MPa, elle est renforcée par des cerclages métalliques pour en diminuer la déformabilité (figure 2.15).

Le diamètre de l'enceinte a été défini pour un montage aisé de l'éprouvette et la disposition des systèmes annexes comme les dispositifs de mesure du diamètre.

#### **2.2.5.3 Le chapeau et le piston**

Le chapeau (4) de la cellule comporte des robinets de purge (11), nécessaires lors du remplissage pour évacuer tout l'air piégé dans l'enceinte.

Sur la figure 2.14 on peut voir que le piston (12) traverse le chapeau avec un report de la mesure du déplacement axial (14) à l'extérieur de la cellule.

Le capteur (13) de mesure de la force axiale et du couple est placé à l'intérieur de la cellule à la base du piston.

La liaison du piston avec l'embase supérieure doit être telle que les contraintes et les déformations axiales restent verticales et uniformes sur une section droite de l'éprouvette. Donc l'encastrement du piston dans l'embase supérieure est réalisé pour raison d'uniformité des contraintes de cisaillement.

#### **2.2.5.4 L'embase supérieure**

L'embase supérieure inspirée d'un dessin de Lade dans le cahier des charges initial, a nécessité de nombreuses modifications car la conception d'origine ne s'adaptait pas à la dimension de l'échantillon.

La première modification faite en 1999 a consisté à réaliser des chanfreins pour permettre une meilleure mise en place des membranes et la mise en place d'un flotteur intérieur. La deuxième modification est liée à la modification en 2001 déjà évoquée concernant la pression intérieure, figure (2.16)

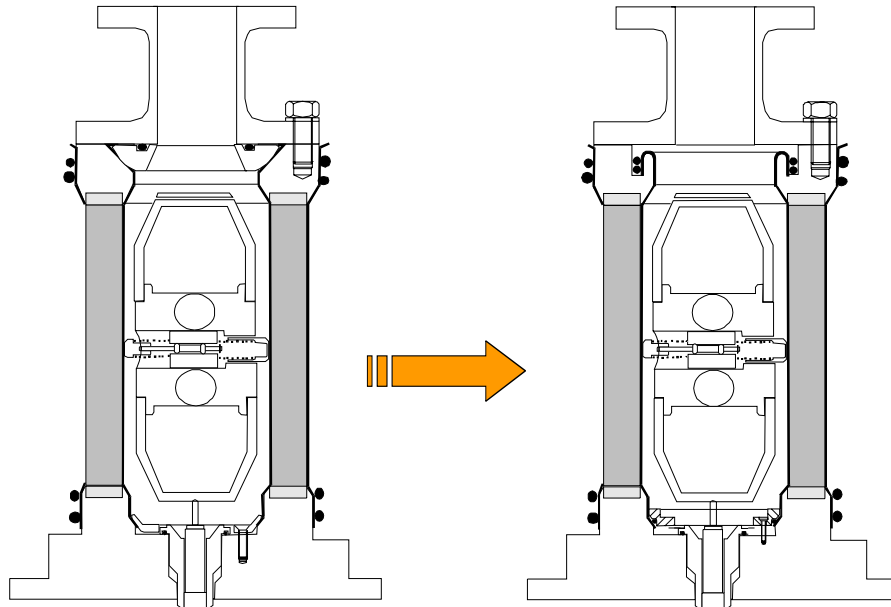


Figure 2.16 Principe des modifications 2001

Le principe de la pièce supérieure est identique à celui utilisé pour la membrane extérieure et consiste donc à mettre un joint torique en traction dans une gorge suffisamment large et profonde pour pouvoir replier la membrane et la plaquer contre la paroi de la gorge.

Les modifications de la pièce inférieure ont consisté à reprendre la pièce dans son ancienne configuration, de réduire son épaisseur et de lui adjoindre un joint torique.

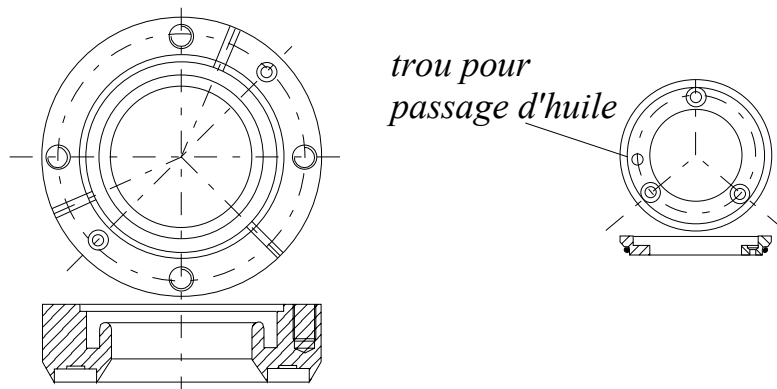


Figure 2.17 Détails des pièces supérieure et inférieure

La gorge supérieure est destinée à recevoir un joint et une plaque servant à obtenir une pression intérieure à l'éprouvette différente de celle extérieure, (la dernière version du capteur de force couple n'est pas étanche comme dans sa première version et donc le bouchage des deux trous de l'arbre cannelé est inutile). Cela implique une déviation des conduits de drainage, qui n'est pas préjudiciable car l'implantation des couteaux dans la pierre poreuse n'utilise pas ces trous.



#### ***2.2.5.5 Les disques poreux***

Les disques poreux (8 et 9) sont réalisés en sable-résine. Ce choix a tenu compte du fait que la perméabilité des disques poreux doit être au moins égale à celle de l'éprouvette testée et que la compressibilité des disques poreux doit être négligeable par rapport à celle du sol.

#### ***2.2.5.6 Les membranes***

La membrane (17) a pour fonction de séparer l'eau interstitielle de l'éprouvette et le fluide cellulaire. Le comportement hydraulique et mécanique des membranes dépend de leur nature et des conditions d'utilisation. Nous utilisons, soit des membranes en caoutchouc naturel, soit des membranes constituées de caoutchouc naturel et de Néoprène, soit des membranes en Néoprène.

#### ***2.2.5.7 Le fluide cellulaire***

Parce que les essais sur les sols saturés planifiés sont de longue durée et que les mesures électriques faites à l'intérieur de la cellule nécessitent un isolement, de l'huile de silicone est utilisée. L'huile Rhodorsil référence 47 V300 est un fluide diméthylpolysiloxanique à chaîne linéaire fabriqué par Rhône-Poulenc chimie fine. Outre le fait qu'il s'agisse d'un fluide hydraulique, cette huile lubrifie et possède de bonnes propriétés diélectrique. Sa densité à 25 °C est 0,969.

### ***2.2.6 Les mesures des paramètres de l'essai***

#### ***2.2.6.1 Effort axial $F$ et le couple $M_t$***

Cette force est mesurée au moyen d'un capteur à jauges ayant une forme de bobine creuse (13) placé comme l'indique la figure 2.14. Les flasques servent à la fixation d'une part sur la partie basse du piston et d'autre part sur le chapeau de l'éprouvette, la partie centrale tubulaire est le corps d'épreuve sur lequel sont collées des jauges d'extension. Le peson est placé à l'intérieur de la cellule, juste au-dessus de l'éprouvette, afin que les frottements n'affectent pas la mesure de la force.

Le couple est mesuré par le capteur d'effort axial. Des jauges complémentaires sont collées de manière à pouvoir mesurer les efforts de torsion sans interaction mesurable de la part de l'effort axial et la pression cellulaire.

#### ***2.2.6.2 Mesure des pressions***

La pression cellulaire  $P_e$  et le pression interstitielle  $U_b$  sont mesurées par des capteurs à membrane classiques.



### 2.2.6.3 Déformation axiale $\Delta h$

Le déplacement axial est mesuré avec un capteur (14) de déplacement de type potentiométrique. Le capteur est placé à l'extérieur de la cellule et mesure le déplacement entre le chapeau et le piston d'application de la charge.

En novembre 1998, la mesure à l'aide du capteur de déplacement extérieur a été remplacée par l'information du codeur incrémental lié au moteur de la presse.

### 2.2.6.4 Rotation $\Delta\theta$

Un capteur de position angulaire (18) est placé en bout de l'arbre cannelé. Il s'agit d'un codeur incrémental.

### 2.2.6.5 Déformations radiales extérieures et intérieures $\Delta Re_i$ et $\Delta Ri_i$

Six capteurs (15) LVDT de 5 mm de course sont immergés pour mesurer les déplacements radiaux des faces extérieure et intérieure. Deux dispositifs de mesure chacun comptant trois capteurs disposés à 120 degrés flottent dans l'huile et suivent les déplacements verticaux et radiaux des points de mesures (figure 2.5). La flottabilité des systèmes est obtenue par l'utilisation de flotteurs en PVC, développant la poussée d'Archimède nécessaire, dans lesquels sont collés les capteurs. Des ressorts de rappel assurent un contact permanent des touches avec la surface de l'éprouvette. La mesure des déplacements radiaux des faces extérieures et intérieures de l'éprouvette en complément de la déformation axiale de celle-ci et de la rotation de ses génératrices permet de déterminer les valeurs moyennes des composantes du tenseur des déformations.

Le dispositif de montage des capteurs intérieurs comporte six touches, trois touches avec des ressorts de raideur plus importante sont destinées à maintenir les capteurs et trois autres à mesurer, ceci afin de découpler la fonction mesure de la fonction maintien (figure 2.18).

Ces capteurs LVDT présentent l'inconvénient de devoir utiliser un fluide de confinement diélectrique comme de l'huile de silicone qui est lourde de sujétions.

De plus, cet ensemble capteurs-flotteurs volumineux a accru de façon conséquente le volume de la cellule (figure 2.18).



Figure 2.18 Système de capteurs locaux UCD et CECF

Or depuis le développement des premiers cylindres creux modernes dans les années quatre-vingt, les capteurs de déplacement sont de deux sortes : des capteurs de

proximité sans contact visibles sur la photographie 2.19 à gauche à l'Imperial College et en bas à l'UCD et des capteurs électrolytiques sur la photographie 2.19 à droite. Les premiers donnent le déplacement radial de l'éprouvette, tandis que les seconds donnent les déplacements verticaux et de cisaillement.



Figure 2.19 Système de capteurs locaux type Imperial College et type UCD

#### 2.2.6.6 Variation de volume $\Delta V$

Pour les sols saturés, la variation de volume de l'éprouvette est déterminée à partir de la mesure des volumes d'eau absorbés ou expulsés par l'éprouvette. Pendant l'année 2001 nous utilisons un volumètre de précision pour mesurer la variation du volume (figure 2.20). Cet appareil de laboratoire est destiné à mesurer les variations de volume d'eau dans le circuit de drainage lors d'un essai de type triaxial. L'amplification est obtenue par l'utilisation de deux réservoirs de mercure de surfaces respectives 1000 et 10000 mm<sup>2</sup>. Ce qui permet d'obtenir une précision de 0,02 cm<sup>3</sup> avec un volume d'eau maximum déplacé de 20 cm<sup>3</sup>. Il peut transmettre une pression maximum de 600 kPa avec une erreur introduite sur la valeur de contrepression de 2,5 kPa.

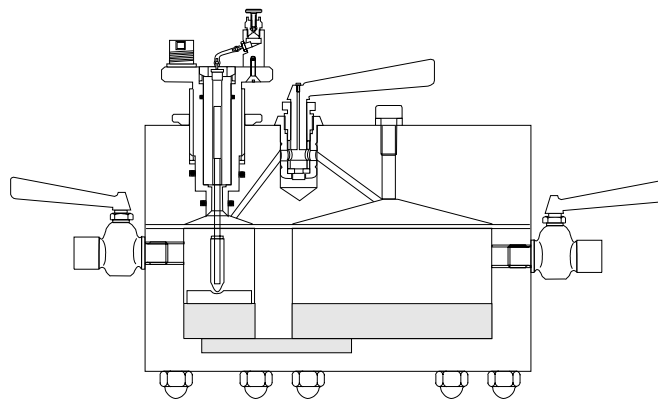


Figure 2.20 Volumètre de précision CECP

A partir de l'année 2002, la mesure du volume drainé est faite au moyen d'un capteur de déplacement qui suit la translation du piston du générateur de volume ; normalement la section du vérin doit être adaptée à la précision requise et sa longueur aux variations de volume probables.

Dans notre cas, la précision fournie par les générateurs CECP est d'environ 100 mm<sup>3</sup> ce qui est insuffisant, à titre de comparaison les générateurs GDS ont une précision

d'environ  $2 \text{ mm}^3$ . Nous avons entrepris de placer un codeur incrémental linéaire Heidenhain en parallèle au capteur potentiométrique pour atteindre le  $\text{mm}^3$ .

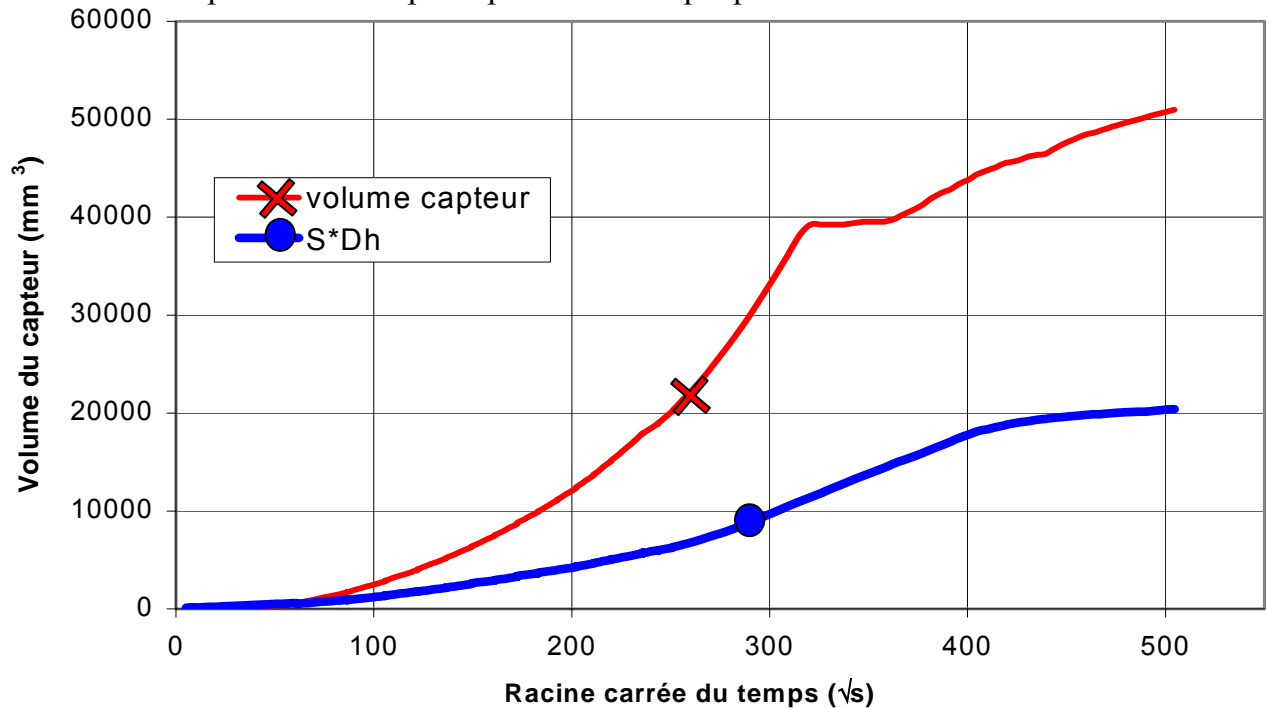


Figure 2.21 Volume mesuré par le capteur de déplacement du générateur de contrepression et volume obtenu du déplacement vertical et de la variation de la section en fonction de la racine carrée du temps

On observe une même allure pour les courbes représentant la variation du volume mesurée par le capteur monté sur le générateur de contrepression et le volume obtenu par la multiplication de la variation de la section et du déplacement vertical en fonction de la racine carrée du temps (figure 2.21). La différence entre les résultats peut être expliquée par le fait que la section est une valeur moyenne moins sensible à la consolidation secondaire.

#### 2.2.6.7 Mesure de la pression interstitielle à mi hauteur

Un capteur de pression interstitielle de marque CEC-Bell et Howell a été placé dans un support en silicone qui est collé sous la membrane après son introduction (figure 2.22). Une pierre poreuse protégée par un papier filtre est en contact avec le sol.

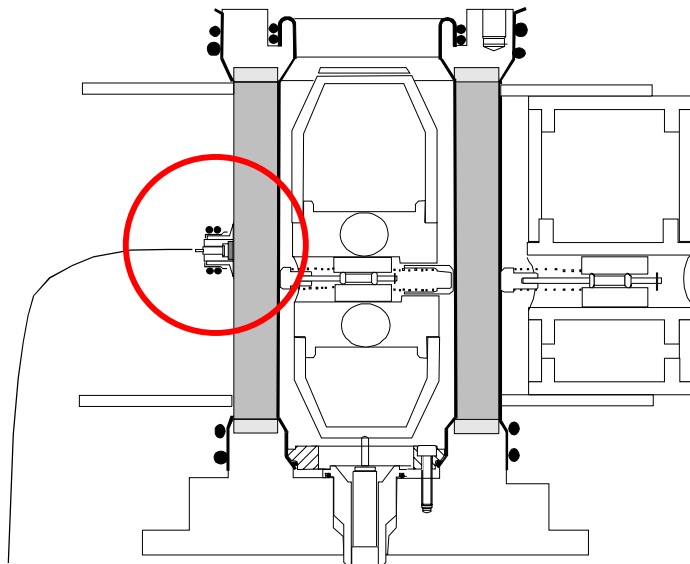


Figure 2.22 Montage du capteur local de pression interstitielle sur l'éprouvette

Ce capteur nous permet, comme on le voit sur la figure 2.23, de mesurer la différence de pression interstitielle  $\Delta U$  à la base et à mi-hauteur de l'échantillon au cours de l'essai.

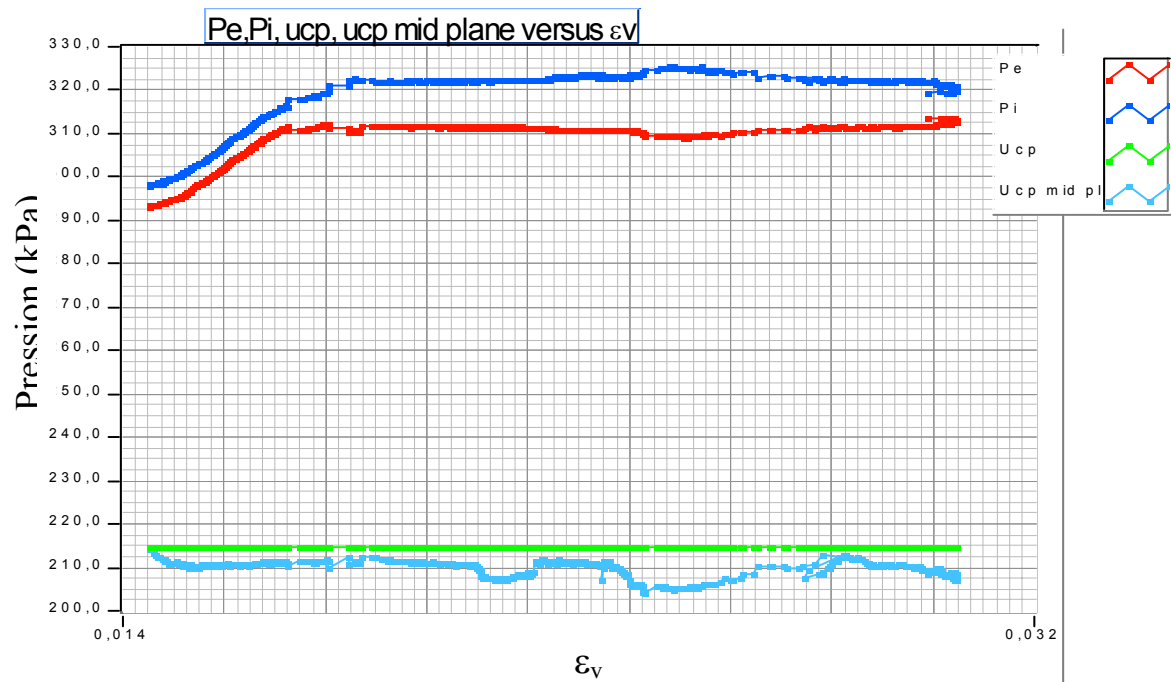


Figure 2.23 Évolution des mesures de pressions  $P_e$ ,  $P_i$ ,  $U_{cp}$  et  $U_{cpm}$  à mi hauteur en fonction de la déformation

### 2.2.7 Conditionnement des signaux

La baie électronique accueille le tiroir de conditionnement des capteurs, et les tiroirs de pilotage des moteurs des actionneurs : presse, moteur de couple, générateurs (figure 2.24)

Les tiroirs sont reliés à deux cartes d'acquisition 16 bits National Instruments. Ces mêmes cartes permettent l'envoi des commandes sous forme de signaux analogiques.

Le conditionnement des codeurs incrémentaux ne s'effectuent pas dans cette armoire mais à l'aide d'une carte spécifique Seliotech placée dans le PC.

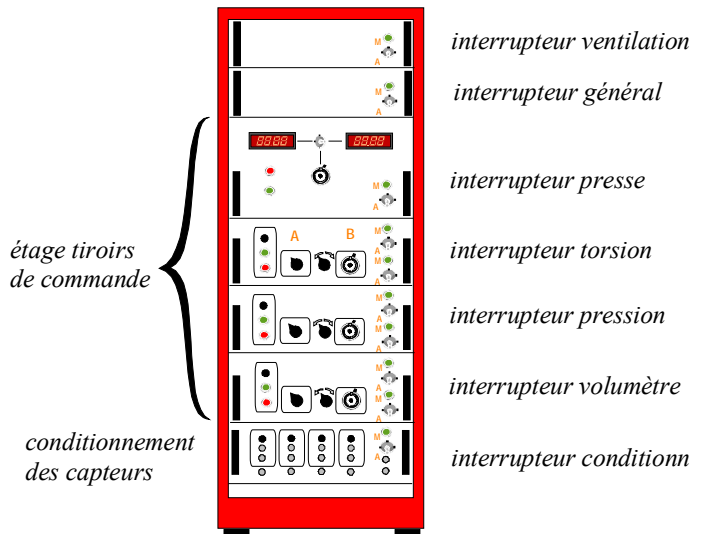


Figure 2.24 Organisation de l'armoire

### 2.2.8 Etalonnage des capteurs

Un étalonnage est nécessaire avant l'utilisation de l'appareillage. Celui-ci est réalisé par les soins de la section Métrologie. Nous avons réalisé une vérification préliminaire avec des outils plus classiques.

#### 2.2.8.1 Capteur de force

L'étalonnage du capteur de force est réalisé uniquement en compression par empilement de masses marquées sur son axe (figure 2.25).

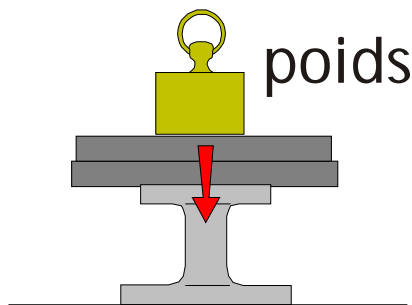


Figure 2.25 Capteur de force

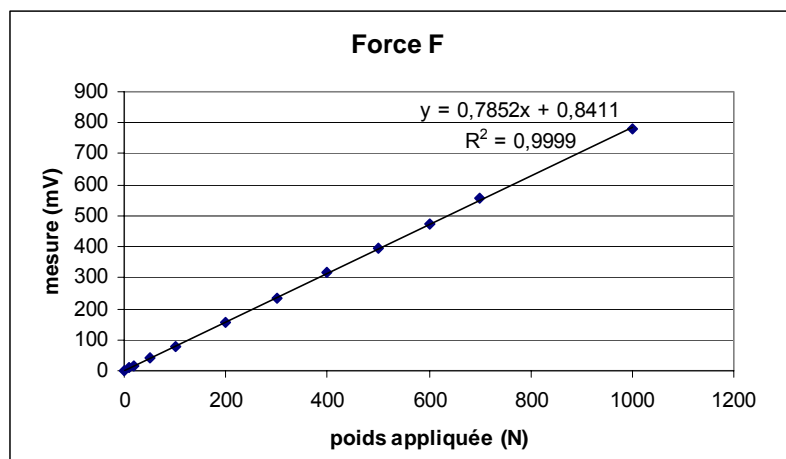


Figure 2.26 Courbe d'étalonnage

#### 2.2.8.2 Capteur de couple

Un banc spécifique a été développé pour pouvoir réaliser cet étalonnage (figure 2.28). Un montage utilisant un bras de levier de 50 cm de longueur avec application de la

charge par des masses marquées (figure 2.27) est la solution simple que nous avons utilisée.

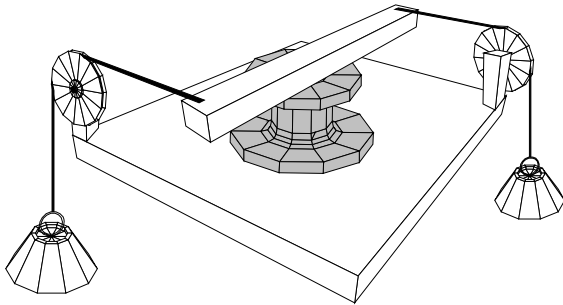


Figure 2.27 Capteur de couple

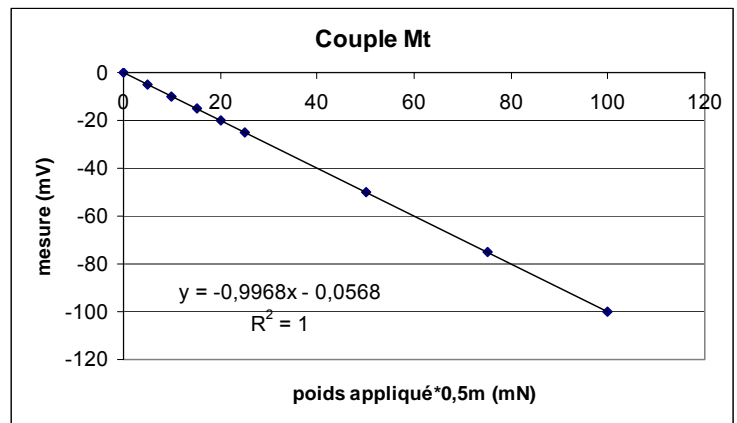


Figure 2.28 Courbe d'étalonnage

### 2.2.8.3 Capteur angulaire

Le capteur d'angle est un codeur incrémental qui ne nécessite pas d'étalonnage.

### 2.2.8.4 Capteurs de déplacement

Les capteurs extérieurs sont collés dans un flotteur de trois cylindres en PVC disposés sur un anneau. Du fait que ceux-ci ne doivent pas être démontés, l'étalonnage (figure 2.30) est réalisé par deux moyens :

1. Deux alèsomètres (85-100 et 100-120 mm) adaptés au diamètre extérieur de l'échantillon.
2. Des cales cylindriques de différents diamètres (90, 100 et 110 mm) (figure 2.29).

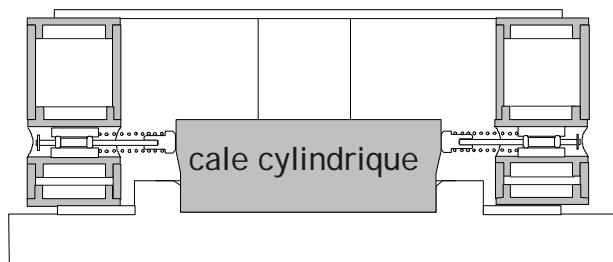


Figure 2.29 Capteurs de déplacement extérieurs

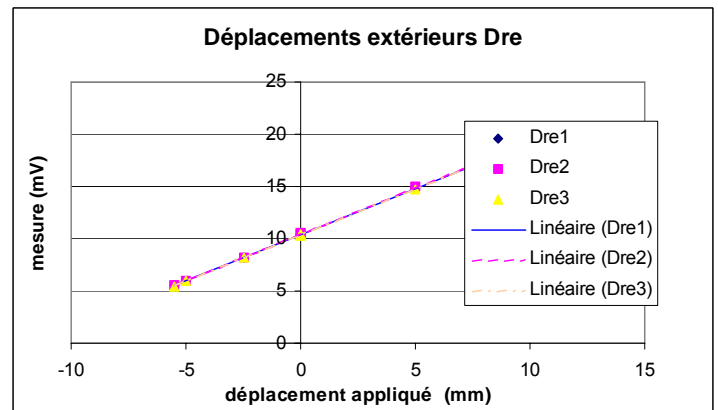


Figure 2.30 Courbe d'étalonnage

Les capteurs de déplacement intérieurs sont vérifiés à l'aide d'un micromètre (figure 2.31).

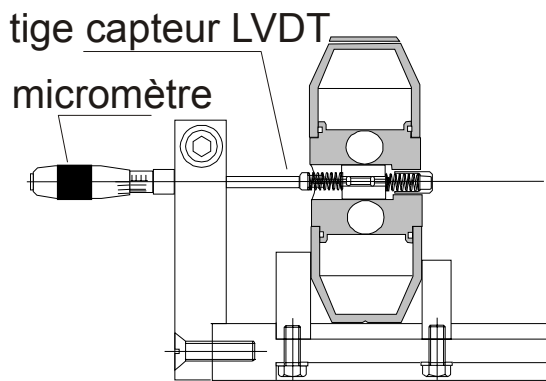


Figure 2.31 Capteurs de déplacement intérieurs

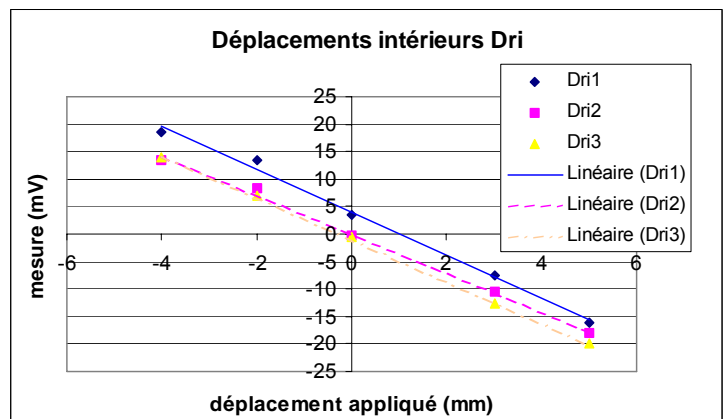


Figure 2.32 Courbe d'étalonnage

### 2.2.8.5 Capteurs de pression et de contre-pression

Les capteurs de pression et de contre-pression sont étalonnés par mise en série avec un capteur de référence.

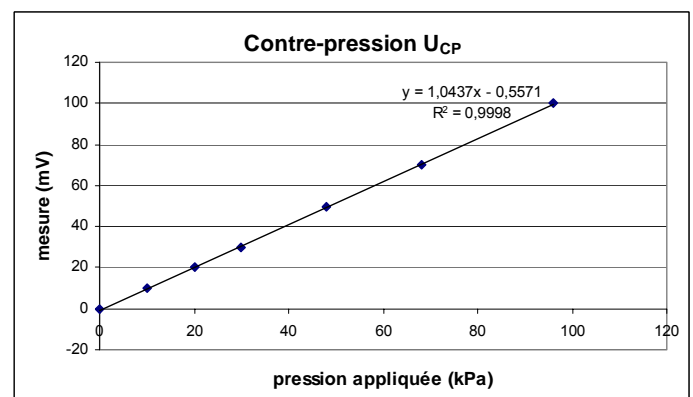
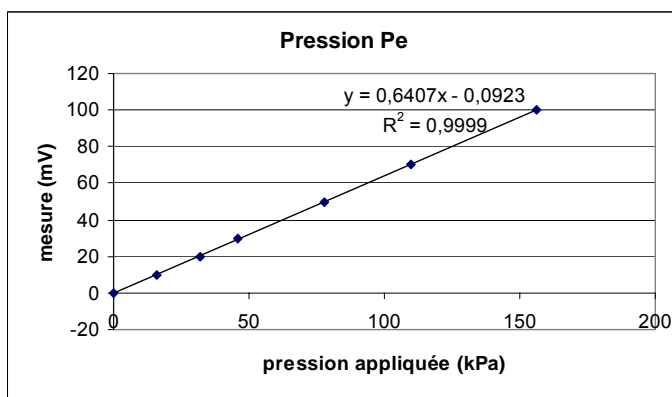


Figure 2.33 Étalonnage des capteurs de pression

### 2.2.9 Matériel informatique

Des outils d'acquisition automatique, de contrôle informatique et d'analyse en temps réel sont nécessaires pour la mise en œuvre des essais et pour simuler le comportement des sols suivant des chemins de contraintes ou de déformations divers.

#### 2.2.9.1 Asservissement

Le problème relatif à l'asservissement des essais sur un cylindre creux de sol a été traité par plusieurs auteurs. Parmi ces auteurs, nous citons Saada (1968), Hight *et al.* (1983), Golcheh (1986), Khemissa (1992), Zdravkovic (1996), etc.

En effet, il existe deux types d'asservissement : les asservissements analogiques et les asservissements numériques. Les premiers, rarement utilisés actuellement, utilisent une électronique analogique à base d'amplificateurs opérationnels. Les asservissements numériques, en revanche largement utilisés, procurent les avantages



tels que la possibilité d'avoir plusieurs entrées, le choix et le traitement du signal d'entrée, la mise à l'échelle, etc.

L'asservissement regroupe l'ensemble des moyens matériels et techniques pour maintenir une grandeur physique égale à la consigne qui est la valeur désirée. Le schéma de régulation le plus connu est le montage P.I.D. (Proportionnel, Intégral, Dérivé) dans lequel trois capacités sont montés dans la boucle de régulation afin de proportionner, de différentier et d'intégrer le signal d'entrée.

La figure 2.34 détaille les trois actions P.I.D. : L'action Proportionnelle (P) a pour rôle d'accélérer la réponse de la mesure, ce qui réduit l'écart entre la mesure et la consigne, l'action Intégrale (I) a pour rôle d'annuler l'écart entre la mesure et la consigne et l'action Dérivée (D) a un effet stabilisateur comme elle compense les effets du temps mort du procédé.

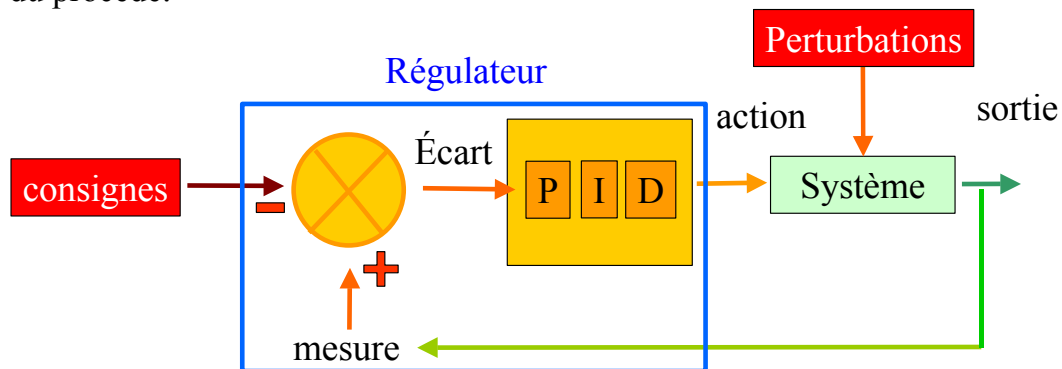


Figure 2.34 Principe de la régulation P.I.D.

### 2.2.9.2 Architecture informatique du système de pilotage

Dans ce paragraphe, nous allons présenter le logiciel Labview avec lequel est développé le programme de pilotage de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses et le programme d'asservissement local du CECF.

LabVIEW pour « Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench » de National Instruments est un environnement de développement d'applications qui utilise un langage de programmation graphique. Il est doté d'une bibliothèque d'objets prédéfinis qui, dans le cas de l'instrumentation, permet le contrôle d'un processus physique, c'est-à-dire l'acquisition de données, le traitement des signaux, le pilotage d'appareil.... Il possède un compilateur graphique qui génère un code compilé optimisé. Les applications (VI : Virtual Instruments) fonctionnent ainsi à une vitesse comparable et parfois supérieure à des programmes en langage C compilés. LabVIEW est de la même famille que LabWindows CVI utilisé par le CECF d'Angers pour réaliser l'asservissement local de la presse et des générateurs.

Comme tout langage construit pour exploiter l'encapsulation, ce logiciel s'inscrit dans la génération des logiciels à langage orienté objet. Contrairement à la procédure qui consiste à dessiner l'organigramme d'une application et ensuite à le convertir en un code propre au langage choisi, dans LabVIEW le diagramme est le programme. Cela consiste à créer un Instrument Virtuel (VI) caractérisé par des données internes (interface utilisateur) et son fonctionnement (diagramme) qui est représenté sous forme d'un graphique pour l'apparenter à un instrument physique réel. L'ensemble représente un module de programme. Le VI ainsi réalisé constitue à son tour un objet



réutilisable identifié par une icône choisie par le programmeur. On manipule par l'intermédiaire de leur face avant virtuelle ces VI comme s'il s'agissait d'instruments réels.

L'asservissement des différents moteurs est réalisé localement (figure 2.35-a), sur un premier PC, par un logiciel développé au CECP sous LabWindows CVI (Josseume et Degny, 1992). Ce logiciel envoie, à la demande, sur le réseau Ethernet les mesures obtenues à partir des capteurs, les états des commandes ainsi que l'état des fins de course. Sur un deuxième PC, le logiciel du LCPC, après réception et analyse de ces données, impose le suivi du chemin de contrainte en calculant et envoyant les commandes des trois axes ( $F$ ,  $M_t$  et  $P_e$ ,  $P_i$ ). Ce logiciel est réalisé avec Labview.

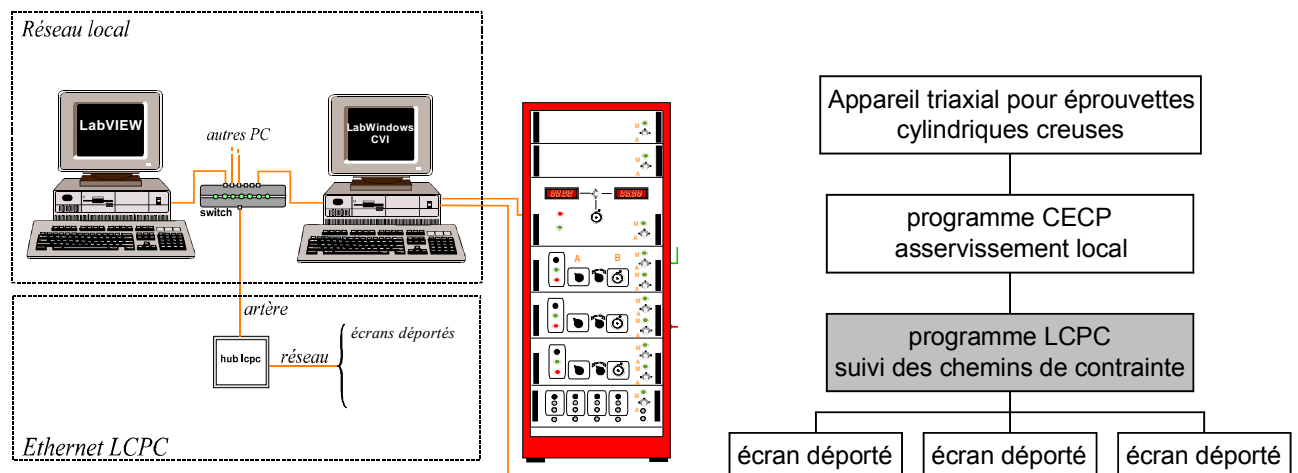


Figure 2.35 a- Architecture informatique du système

b- Organisation et dialogue entre logiciels

Le logiciel du LCPC, que nous avons développé dans ce travail de thèse, impose le suivi du chemin de contrainte en calculant l'écart au chemin à partir des mesures obtenues des capteurs, des états des commandes ainsi que des états des fins de course, puis en envoyant les consignes nécessaires au rattrapage. Il permettra également d'interpréter et d'exploiter les données. Les entrées et sorties s'effectueront suivant des formats standard afin de pouvoir importer les données dans des logiciels du commerce. Le programme doit être démarré lorsque le programme du CECP est en mode "mise en place de l'éprouvette" ou "consolidation". On rappelle que le programme CECP comporte 5 modes (figure 2.36) :

- "écran d'accueil",
- "mode manuel",
- "mise en place de l'éprouvette",
- "consolidation",
- "essai",
- "fin d'essai", (CECP, 1999).



Figure 2.36 Vue de l'écran de consolidation dans le programme CECp

Le programme LCPC est constitué d'un module central interrogeable à distance. Le module central permet d'activer les différents modules interdépendants. Ces modules sont décomposés en sous-modules ayant des fonctions propres (saisie de données, prise de mesures, commande, etc.). Le programme est constitué de deux sous-ensembles (figure 2.37). Le premier sous-ensemble va demander à l'utilisateur de lui fournir les paramètres géométriques, certains paramètres physiques du sol constituant l'éprouvette ainsi que le chemin de contrainte.

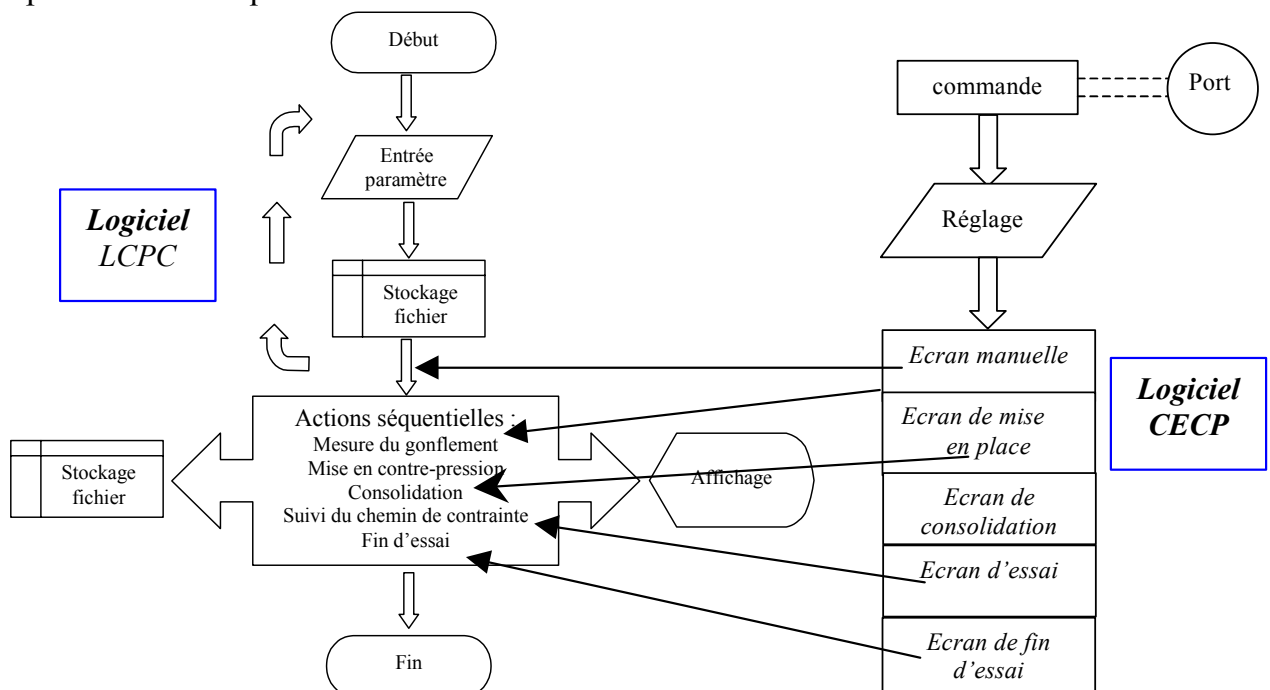


Figure 2.37 Organigramme général des logiciels du LCPC et du CECp

Le second sous-ensemble, qui constitue le module central, a pour objet de gérer les grandes fonctions du programme. Les phases d'essais y sont organisées de manière

séquentielle. Il s'agit de la mesure du gonflement, la mise en contre-pression, la consolidation, le cisaillement et la fin d'essai.

Les résultats des mesures faites au cours des différentes phases de l'essai sont présentés sous forme de graphiques et de tableaux de valeurs afin que l'opérateur puisse suivre l'essai et fournir les informations nécessaires à son interprétation.

Durant l'essai, toutes les informations nécessaires au dépouillement sont enregistrées sur un fichier. Ce fichier contient 26 colonnes incluant les alarmes, les commandes et les mesures brutes référencées dans le tableau 6.

*Tableau 6 Différentes mesures acquises pendant l'essai*

N°	Nom	Information
1	DEMA	Etat de l'écran manuel
2	DEMP	Etat de l'écran préparation
3	DEHY	Etat de l'écran consolidation
4	DEES	Etat de l'écran d'essai
5	DEFS	Etat de l'écran fin d'essai
6	DETR	Etat de l'écran actif: 1(accueil), 2(MA), 3(MP), 4(HY), 5(ES), 6(FS)
7	DMEC	Demande de données : 00 00 00 01 , stop : 00 00 00 00
8	MHTD	Temps de départ (mm/jj/hh/mnmn/ss)
9	MHTE	Temps depuis le début de l'essai (jjj/hh/mnmn/ss)
10	MTPO	Volume du générateur de contrepression
11	MTCO	Volume du générateur de pression cellulaire
12	MRFO	Force
13	MRHA	Hauteur
14	MRPO	Pression cellulaire
15	MRCO	Pression interstitielle
16	MRCU	Couple
17	MRAN	Angle
18	MRLA	Mesure du premier capteur de rayon extérieur Re1
19	MRLB	Mesure du deuxième capteur de rayon extérieur Re2
20	MRLC	Mesure du troisième capteur de rayon extérieur Re 3
21	MRL1	Mesure du premier capteur de rayon intérieur Ri 1
22	MRL2	Mesure du deuxième capteur de rayon intérieur Ri 2
23	MRL3	Mesure du troisième capteur de rayon intérieur Ri 3
24	MRVC	Libre – capteur de déplacement Heindenhain sur générateur
25	MRD1	Libre – capteur de pression interstitielle local à mi-hauteur
26	MRD2	Libre – capteur de pression interstitielle quand $P_e \neq P_i$

## 2.3 Procédures d'essai

L'objectif lors d'un essai est d'imposer le suivi d'un chemin de chargement plus ou moins réaliste. Tout type d'essais est constitué de trois phases successives :

La saturation, la consolidation et le cisaillement.

La rotation des contraintes principales est liée directement à l'étude de l'influence de la contrainte principale intermédiaire. L'observation de la rotation passe d'abord par la définition d'un référentiel apte à la mettre en évidence.

### 2.3.1 Définition du chemin de contrainte

Au fur et à mesure des développements des techniques de mesures et de pilotage, il a été possible d'observer les essais en fonction des contraintes exprimées en coordonnées cylindriques par rapport à l'éprouvette puis en contraintes principales (Lomize, 1969 b ; Broms *et al.*, 1965) ou dans les contraintes de Lambe avec s, t et b (Zdravkovic, 1997) et enfin en contraintes octaédriques : p, q et  $\alpha$  (Ishihara *et al.*, 1998 ; LCPC).

Nous allons présenter deux espaces de contraintes, l'un est issu de la mécanique des milieux continus, l'autre provient de l'étude expérimentale de la rotation de contraintes.

En effet, pour décrire l'état de contrainte régnant au sein d'un matériau, il est commode d'utiliser les invariants de contraintes, la pression moyenne  $p$ , le déviateur des contraintes  $q$  et l'angle de Lode  $\theta$ , triplet qu'il est plus simple de visualiser dans l'espace des contraintes principales. Ce référentiel a été beaucoup utilisé par les expérimentateurs travaillant avec des vrais triaxiaux ou des biaxiaux.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{et} \quad q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (2.37)$$

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  étant respectivement les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure.

L'angle de Lode  $\theta$  (figure 2.38) est défini dans le plan octaédral :

$$\sin 3\theta = -\frac{3\sqrt{3} \cdot J_3'}{2 \cdot J_2^{3/2}} = \frac{27 \cdot (\sigma_1 - p) \cdot (\sigma_2 - p) \cdot (\sigma_3 - p)}{2 \cdot q^3} \quad (2.38)$$

$J_1$ ,  $J_2$  et  $J_3$  sont respectivement le premier, le deuxième et le troisième invariant.

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 ; J_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1 ; J_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \quad (2.39)$$

L'équation trigonométrique (2.38) ci-dessus possède trois et seulement trois racines dans l'intervalle  $[-\pi/6, +\pi/6]$  soient :  $\theta$ ,  $\theta + 2\pi/3$ ,  $\theta + 4\pi/3$ .

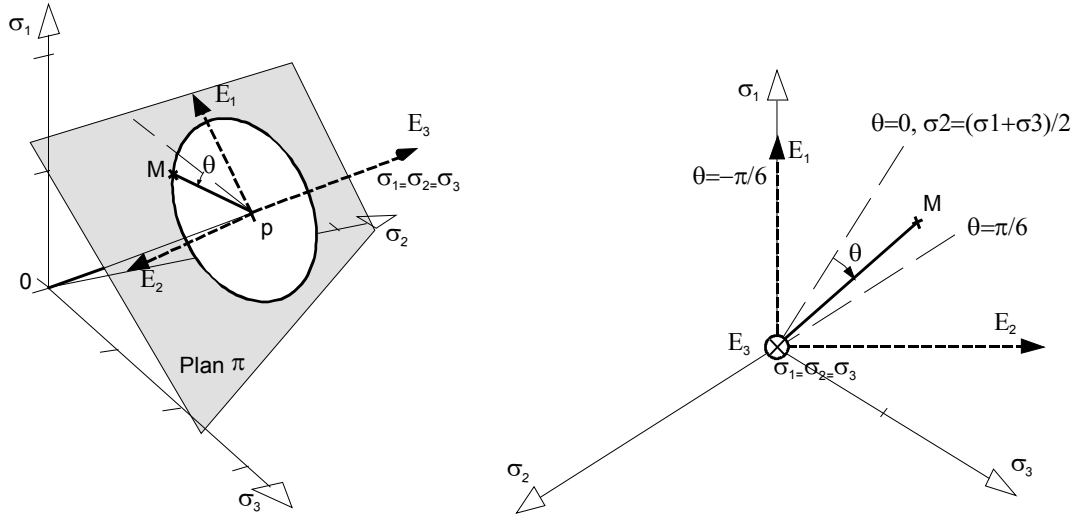


Figure 2.38 Définition de l'angle de Lode dans l'espace ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) à gauche et dans le plan  $\pi$  à droite

Le cas  $\theta = -\pi/6$  correspond à la compression triaxiale et le cas  $\theta = +\pi/6$  à l'extension triaxiale (Loret, 1987). Ceci permet de proposer une autre définition de l'angle de Lode (Lode, 1926 cité par Kirkpatrick, 1957) :

$$\tan\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) = \frac{\sqrt{3} \cdot (\sigma_2 - \sigma_3)}{2 \cdot \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3} \quad (2.40)$$

Le deuxième référentiel communément utilisé, découle de l'appareillage triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Les contraintes sont exprimées dans ce cas en coordonnées cylindriques. La rotation des contraintes est donnée par l'angle  $\alpha$  de rotation, obtenu à partir de la construction du pôle du cercle de Mohr (figure 2.39) :

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_{\theta}}\right) \quad (2.41)$$

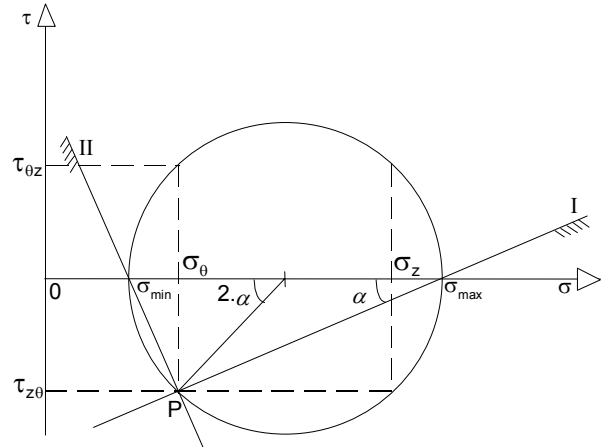


Figure 2.39 Construction du pôle du cercle de Mohr

Nous avons vu que lors des essais, différentes combinaisons de contraintes normales  $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_{\theta}$  et tangentielle  $\tau_{\theta z}$  sont imposées à l'échantillon. Les axes principaux tournent à partir de leur état initial et la position de la contrainte principale intermédiaire  $\sigma_2$  par rapport aux contraintes principales extrêmes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ , varie. Ce changement peut être caractérisé par le paramètre  $b$  :

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2.42)$$

L'utilisation de chemins de contrainte dans l'espace  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  équivalent en coordonnées cylindriques à  $(p', q, \theta)$  ou bien dans l'espace  $(p', q, \alpha)$  ne répond pas aux mêmes besoins. Dans la bibliographie, le premier espace permet plus particulièrement de définir la surface de charge alors que le second sert à cerner l'influence de la rotation des contraintes. Toutefois, ces deux espaces sont intimement liés, en effet, nous avons vu que l'angle de Lode et l'angle de rotation des contraintes sont tous les deux fonctions des contraintes principales. Ceci permet de définir une relation directe entre ces deux paramètres dans le cas particulier du cylindre creux où les pressions intérieure et extérieure à l'éprouvette sont égales. Nous avons alors  $b = \sin^2 \alpha$ .

On notera que dans ce cas particulier l'espace  $(p', q, \alpha)$  est équivalent à  $(p', q, b)$ .

Ce qui donne par substitution de (2.38) dans l'équation ( $b = \sin^2 \alpha$ ):

$$\tan\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) = \frac{\sqrt{3} \cdot b}{2 - b} \quad (2.43)$$

Dans le cas d'études réalisées au vrai triaxial et à l'appareil de déformation plane où les paramètres mesurés sont les contraintes principales, l'espace d'essai est  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  et l'espace d'analyse est l'espace des contraintes octaédriques  $(p', q, \theta)$  (Vaid et Campanella, 1974 ; Lade et Duncan, 1973). Ceci est dû au fait que les chemins de contrainte suivis lors de l'essai sont irrotationnels. Dans le cas des essais au cylindre creux, l'espace généralement choisi est l'espace  $(\sigma_z, \sigma_r = \sigma_\theta, \tau_{\theta z})$  et l'espace d'analyse  $(p', q, \alpha)$  car il est équivalent à l'espace  $(p', q, \theta)$  et est plus facile à programmer (Symes, 1983 ; Zdravkovic et Jardine, 2000).

L'état de contrainte étant caractérisé alors par un point dont les coordonnées sont définies dans le repère d'invariants choisi, les chemins de contrainte sont les trajectoires suivies par ce point au cours de l'essai. Les chemins de contrainte sont utilisés pour obtenir la trace dans un plan ou un espace défini à l'avance, de la surface de charge. Pour pouvoir asservir l'appareil, il est nécessaire de travailler dans un repère d'invariants afin de pouvoir calculer les distances au chemin à suivre.

Les chemins de contrainte que nous allons suivre pour étudier l'influence de la rotation des contraintes vont être la combinaison des chemins de contrainte utilisés au triaxial de révolution pour déterminer la Surface d'État Limite avec des chemins où la rotation est réalisée soit lors de la consolidation, soit lors de la phase de cisaillement. Les combinaisons sont donc nombreuses et pour atteindre un point dans l'espace  $(p', q, \alpha)$  les chemins possibles sont très différents.

Les différentes combinaisons de ces variations constituent les chemins de contrainte. Nous allons les détailler ci-après en explicitant leurs applications et leur potentiel. Commençons par décrire les chemins élémentaires sous forme de segments avec le paramètre menant de l'essai que nous allons utiliser.

**a. Chemin de type 1 avec augmentation de  $p'$  uniquement**

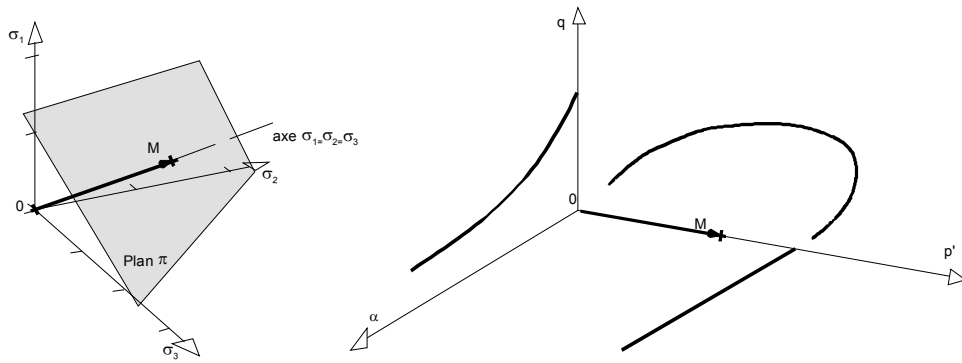


Figure 2.40 Chemin de type 1

Le paramètre menant de l'essai est la contrainte verticale, dans ce cas confondue avec la contrainte principale majeure. Les autres contraintes principales suivent par augmentation de la pression cellulaire.

**b. Chemin de type 2 avec la relation  $q=K_\sigma p'$  à  $\alpha$  nul**

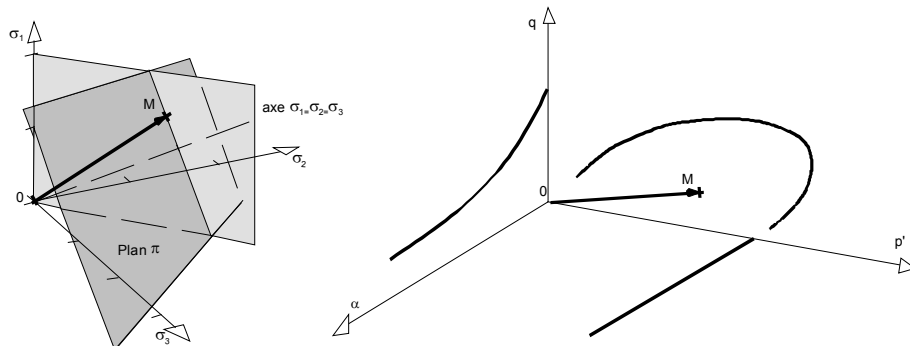


Figure 2.41 Chemin de type 2

Le paramètre menant est la contrainte verticale. Elle est confondue avec la contrainte principale majeure si  $\alpha = 0$ . Les autres contraintes principales suivent par augmentation de la pression cellulaire.

**c. Chemin de type 3 avec augmentation de  $q$  à  $p'$  constant et  $\alpha$  constant**

Ce chemin est appelé chemin radial (Wood, 1973 ; 1975)

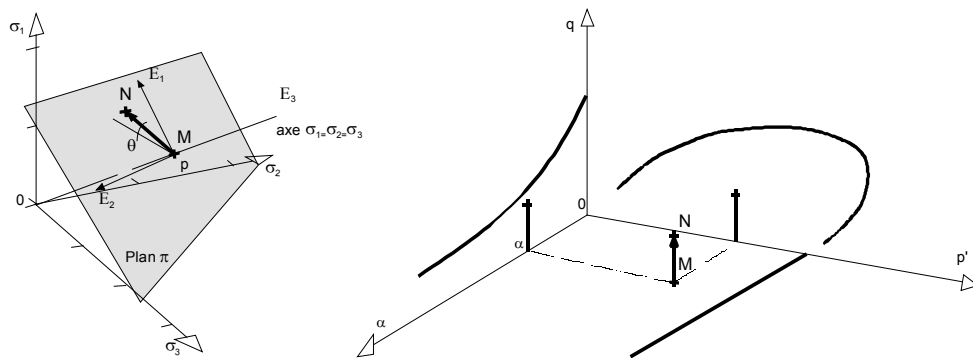


Figure 2.42 Chemin de type 3

Le paramètre menant est la contrainte orthoradiale  $\tau_{\theta z}$ . A pression cellulaire fixe, la contrainte verticale suit.

**d. Chemin de type 4 avec augmentation de  $\alpha$  à  $q$  et  $p'$  constant**

Ce chemin est appelé chemin circulaire (Wood, 1973 ; Matsuoka et al., 1985).

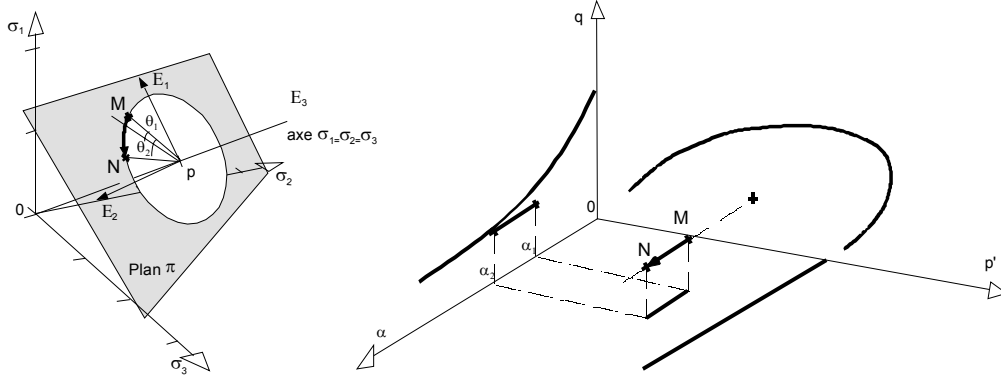


Figure 2.43 Chemin de type 4

Le paramètre menant est la contrainte orthoradiale  $\tau_{\theta z}$ . A pression cellulaire fixe, la contrainte verticale suit.

**2.3.2 Synthèse des chemins suivis tirés de la bibliographie**

Lors de l'évolution des techniques, les chemins de contraintes suivis par les expérimentateurs sont passés avec les premières machines du déplacement vertical imposé, et de la pression cellulaire constante, à des chemins de contraintes simples puis à des chemins de contraintes complexes comportant des petits cycles en pilotant l'appareil à partir des informations provenant de mesures locales des déplacements.

Au fur et à mesure des développements des techniques de mesures et de pilotage, il a été possible de piloter les essais en fonction des contraintes exprimées en coordonnées cylindriques par rapport à l'éprouvette puis en contraintes principales (Lomize, 1969 ; Broms et al., 1965) ou dans les contraintes de Lambe avec  $s$ ,  $t$  et  $b$  (Zdravkovic, 1997) et enfin en contraintes octaédriques :  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$  (Ishihara ; ENTPE (Golcheh, 1986) ; LCPC). Le tableau 7 résume les relations entre les différentes contraintes de pilotage utilisées dans la bibliographie et les efforts appliqués à l'éprouvette cylindrique creuse.

Tableau 7 Expression des contraintes

$\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$	$\sigma_z = \frac{F_z + \pi.(R_e^2 P_e - R_i^2 P_i)}{\pi.(R_e^2 - R_i^2)}, \sigma_r = \frac{p_e r_e + p_i r_i}{r_e + r_i}, \sigma_\theta = \frac{p_e r_e - p_i r_i}{r_e - r_i}, \bar{\tau}_{\theta z} = \frac{3.Mt}{2.\pi.(R_e^3 - R_i^3)}$
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2}, \sigma_2 = \sigma_r, \sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2}$
$s, t, b$ ou $\mu$	$s = (\sigma_1' + \sigma_3')/2, t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}, \mu = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$
$p, q, \alpha$	$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}, \alpha = \frac{1}{2}.\arctan\left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_\theta}\right)$



### 2.3.3 Construction du programme d'essai

Le choix du programme d'essais sur éprouvettes cylindriques creuses dépend de plusieurs facteurs. L'histoire et la nature du sol étudié ainsi que ses caractéristiques mécaniques et hydrauliques constituent des éléments importants pour la construction du programme d'essai. Les essais sont classés en 4 groupes principaux : essais de compression pure, d'extension pure, de torsion compression et de torsion extension. Afin d'étudier l'influence de la contrainte principale intermédiaire et de la rotation des axes principaux sur le comportement des sols, nous imposons des chemins de contraintes où nous pouvons observer l'un de ces deux phénomènes indépendamment de l'autre.

En général, nos programmes d'essais consistent en :

- une série d'essais à  $p'$  constant avec augmentation de  $q$  à différents  $\alpha$ , tout en gardant le coefficient  $b$  constant pour les essais à  $P_e \neq P_i$ . Ce chemin est composé de chemin de type 1 et de chemin de type 3,
- une série d'essais de torsion : composé de chemin de type 1 puis 3 puis 4 à différentes valeurs de  $q$  avec  $\alpha$  croissant jusqu'à la rupture,
- une série d'essais de torsion : composé de chemin de type 1 puis 3 puis 4 à différentes valeurs de  $q$  avec  $\alpha$  croissant puis décroissant.

Les programmes détaillés sont expliqués dans le chapitre 3 pour chaque type de sol. A titre d'exemple nous montrons le programme d'essais sur l'argile d'Almere dans le tableau ci-dessous.

*Tableau 8 Programme d'essai élaboré pour le sol argileux d'Almere*

N°	éprouvette	$\sigma'_{vo}$ [kPa]	$\alpha$ [°]	b	Type d'essai
1		50	0	0	Compression triaxiale
2		50	90	1	Extension triaxiale
3		50	0	0.5	Compression en déformations planes
4		100	0	0.5	Compression en déformations planes
5		50	22.5	0.5	Compression – torsion
6		100	22.5	0.5	Compression – torsion
7		50	45	0.5	Compression – torsion
8		100	45	0.5	Compression – torsion
9		50	67.5	0.5	Compression – torsion
10		100	67.5	0.5	Compression – torsion
11		50	90	0.5	Extension en déformations planes
12		100	90	0.5	Extension en déformations planes
13		50		0.5	Cisaillement simple – Hauteur constante
14		100		0.5	Cisaillement simple – Hauteur constante

### 2.3.4 Description des modules d'essai

#### a. Modules d'entrée des paramètres initiaux

Le premier module auquel est confronté l'utilisateur va lui demander de fournir l'adresse IP de l'ordinateur ainsi que le numéro de port sur lequel fonctionne le logiciel du CECF, puis donner le nom de l'essai qui va servir à la création, ouverture, recherche, suppression, exportation (MatLab, Excel).

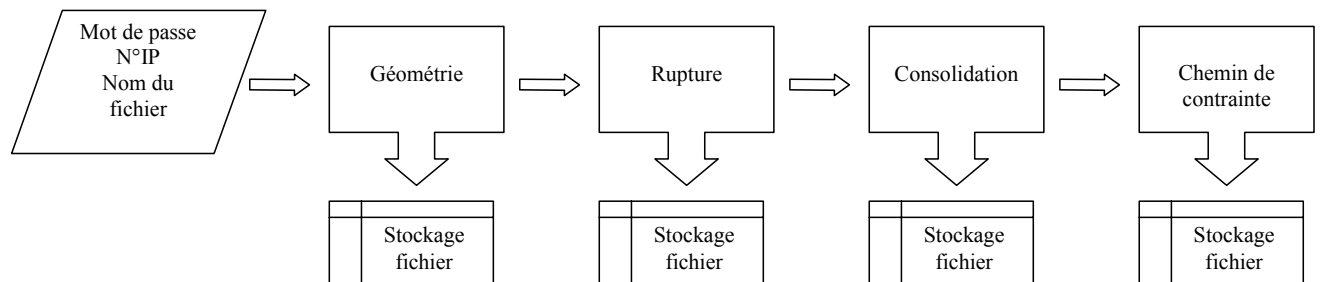


Figure 2.44 Organigramme de la partie acquisition de données du logiciel

Les autres modules vont successivement permettre d'introduire les paramètres nécessaires à l'essai : la géométrie initiale de l'éprouvette, les caractéristiques de rupture, paramètres de consolidation et finalement le chemin de contrainte.

Ceci dans le but de calculer les vitesses d'essai par la connaissance des paramètres de contrainte et déformation à la rupture ainsi que les temps de consolidation.

Les informations nécessaires pour la phase de consolidation sont obtenues par des essais œdométriques et triaxiaux de révolution classiques. Les paramètres à déterminer sont  $K_\alpha$  le coefficient des terres au repos,  $\sigma'_{vo}$  la pression de consolidation et la valeur de la contre-pression à appliquer.

Les chemins de contrainte que nous allons suivre pour étudier l'influence de la rotation des contraintes sont des chemins exprimés dans l'espace ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ).

Ce sous programme va donc consister à stocker un tableau des N quadriplets ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ,  $b$ ) qui vont définir les segments composant le chemin de contrainte. L'angle  $\alpha$  donné en degré est converti en radian.

	0	1	2	...	n-2	n-1
$p'$						
$q$						
$\alpha$						
$b$						

#### b. Modules de l'essai

Nous allons décrire le deuxième sous-ensemble du programme qui réalise l'essai proprement dit. Les différents modules sont organisés de manière séquentielle (figure 2.45).

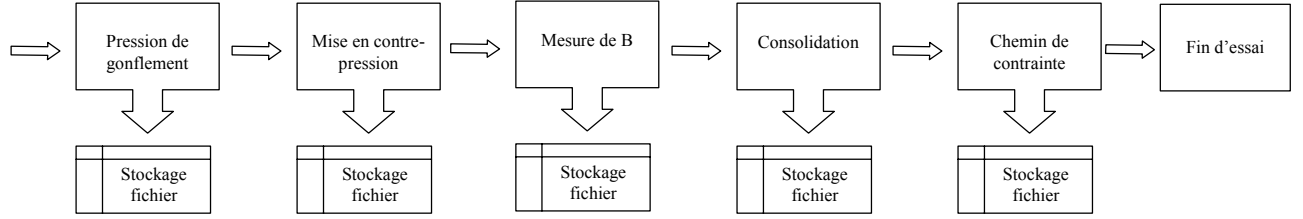


Figure 2.45 Organigramme de la partie acquisition de données du logiciel

L'évolution des contraintes est représentée dans les deux espaces utilisés : l'espace des contraintes de la mécanique des sols ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ) et l'espace des axes de la presse ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\tau_{\theta z}$ ) reliés directement aux efforts ( $F$ ,  $Mt$ , et  $Pc$ ).

Suivre le chemin de contrainte entraîne la définition d'une distance entre le chemin de contrainte imposé par l'expérimentateur et celui réellement suivi par l'échantillon. Cette distance va servir d'indice sur la qualité du suivi du chemin. Si elle dépasse une valeur seuil (représentative de l'apparition d'une plastification de l'éprouvette), l'asservissement passe en vitesse de déformation contrôlée.

Il est également nécessaire de calculer le vecteur de rattrapage que l'on doit appliquer pour rejoindre le chemin. Le point cible est la fin du segment. Il est envoyé sous la forme d'une consigne au logiciel du CECF. Ce vecteur va servir à calculer le temps nécessaire pour atteindre la fin d'un segment. Une interrogation subsiste sur la façon de calculer le temps d'application par rapport à la norme du vecteur ou par rapport à sa coordonnée sur l'axe du paramètre menant.

Si l'on appelle  $AB$  le segment actuel, la droite passant par ces deux points est alors :

$$\left\{ M \begin{cases} x = x_A + \lambda.(x_B - x_A) \\ y = y_A + \lambda.(y_B - y_A) / \lambda \in \mathbb{R} \\ z = z_A + \lambda.(z_B - z_A) \end{cases} \right. \quad (2.44)$$

La distance entre le point  $P(x_P, y_P, z_P)$  et la droite  $AB$  est défini par  $M$  la projection de  $P$  sur la droite.

$$distance = \sqrt{(x_P - x_M)^2 + (y_P - y_M)^2 + (z_P - z_M)^2} \quad (2.45)$$

La distance est obtenue lorsque l'on minimise  $d(\lambda)$ .

$$d = (x_P - x_M)^2 + (y_P - y_M)^2 + (z_P - z_M)^2 \quad (2.46)$$

ce qui donne :

$$\lambda = \frac{(x_B - x_A).(x_P - x_A) + (y_B - y_A).(y_P - y_A) + (z_B - z_A).(z_P - z_A)}{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2 + (z_B - z_A)^2} \quad (2.47)$$

Il suffit de remplacer  $\lambda$  dans le premier système d'équation puis de calculer la distance ainsi que les coordonnées du vecteur de rattrapage.

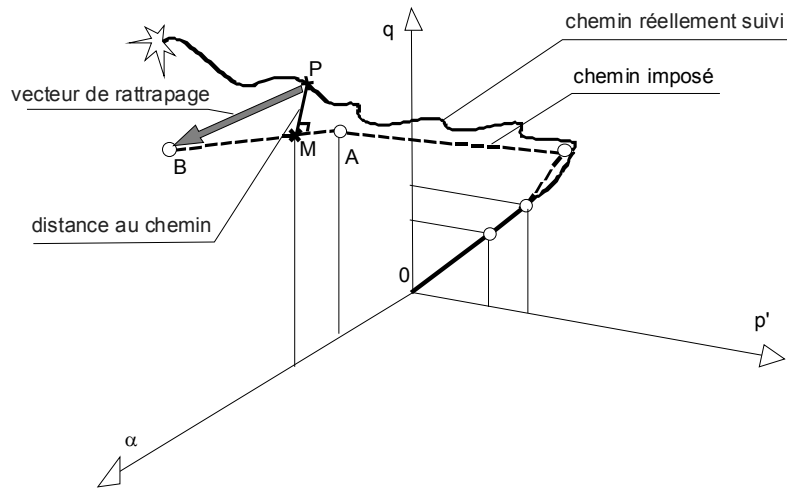


Figure 2.46 Suivi du chemin des contraintes

Remarques : le calcul de la vitesse en  $\sigma_v$ ,  $\sigma_r$  et  $\tau$  se fait de façon concomitante à partir de  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$ , ces paramètres étant indépendants. L'augmentation de  $\sigma_v$  du fait de l'application de  $\tau$  est prise en compte de façon cachée par l'utilisation d'un asservissement en contrainte à partir des informations du capteur de force.

#### b.1- Application de la pression de gonflement

Le montage de l'éprouvette se fait avec des disques poreux secs. En maintenant les circuits de drainage secs et ouverts, on applique une pression cellulaire égale à 2/3 de la contrainte verticale effective en place  $\sigma'_{vo}$ , afin d'éviter les risques de gonflement pendant la saturation.

Les disques poreux du haut et du bas sont rapidement saturés par la circulation d'eau dans les doubles circuits de drainage, où un vide préalable a été réalisé, par exemple par une trompe à eau. Ces circuits sont ensuite reliés entre eux et branchés sur le capteur de volume du générateur de contre-pression de l'eau. La précision de cet appareil est de  $0,1 \text{ cm}^3$  soit  $100 \text{ mm}^3$ .

Si la tendance est à l'absorption d'eau, la pression cellulaire est augmentée jusqu'à stabilisation ; si la tendance est à l'expulsion d'eau, la pression cellulaire est réduite. Après stabilisation, l'éprouvette de sol est à son volume initial et à la contrainte hydrostatique de gonflement  $U_i$ . Ensuite, une contre-pression est appliquée.

#### b.2- Application de la contrepression

La contre-pression (une pression de l'eau interstitielle élevée, compensée par une pression élevée dans la cellule, afin de respecter la contrainte effective choisie) permet d'améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la dissolution des bulles de gaz dans l'eau.

Dans la pratique, on n'utilisera pas de contre-pression inférieure à 200 kPa. La contre-pression est augmentée progressivement par paliers : 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa (éventuellement). Le passage au palier suivant est fait dès lors que la vitesse d'absorption de l'eau est inférieure à  $0,1 \text{ cm}^3/\text{h}$ . La pression cellulaire est

ajustée au fur et à mesure, de façon à maintenir la même contrainte de consolidation. Les quantités d'eau absorbées ou expulsées sont stockées. La dernière pression est maintenue jusqu'à stabilisation des variations de volumes drainés.

### b.3- Mesure de $B$

Après avoir fermé le drainage, on applique une variation de pression cellulaire  $\delta\sigma_c$  de 50 kPa et on mesure la variation de pression interstitielle  $\delta u$  en fonction du temps. On en déduit :

$$B = \delta u / \delta \sigma_c$$

Si le temps de réponse pour obtenir une valeur stable est supérieur à 10 minutes pour les sols mous et les sables et à 1 heure pour les sols raides et si la valeur stabilisée traduit un degré de saturation inférieur à  $S_r = 0,99$ , on augmente la contre-pression par paliers de 50 kPa jusqu'à l'obtention d'une valeur satisfaisante de  $B$ .

### b.4- Consolidation

#### *b.4.1- Consolidation isotrope*

La consolidation consiste à appliquer une pression cellulaire isotrope constante et éventuellement une charge axiale ou un couple donné, également constants. Pendant cette phase de consolidation, la contre-pression définie dans le paragraphe précédent est maintenue à la même valeur. Le changement de volume en fonction du temps est déterminé à partir des mesures du volume d'eau expulsée de l'éprouvette (figure 2.47).

La répartition œdométrique que nous utilisons est : 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 20 min, 30 min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h, 48h, 72h, 96h, 120h, 148h.

La valeur de  $t_{100}$  est ensuite calculée par la méthode de Taylor.

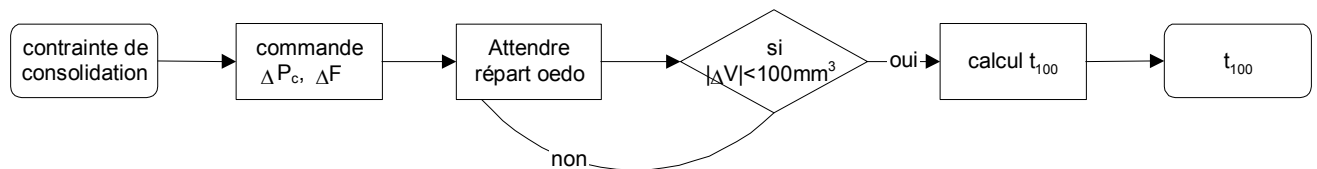


Figure 2.47 Organigramme de la phase de consolidation

On trace le graphique de la variation de volume pendant la phase de consolidation en fonction de la racine carrée du temps. La consolidation est terminée lorsque la variation de volume devient petite, ce qui se traduit par une série de points s'alignant selon une direction asymptotique peu inclinée.

Le calcul de  $t_{100}$  qui correspond à la fin de la consolidation est fait par la méthode de Taylor en recherchant l'intersection de la droite avec la courbe réelle (assimilée à une exponentielle) par la méthode de dichotomie (figure 2.48).

La courbe servant de référence est une combinaison linéaire de fonction de la forme suivante :

$$Func = a.1 + b.e^{-3.x} + c.e^{-2.x} + \frac{d}{1+x} \quad (2.48)$$

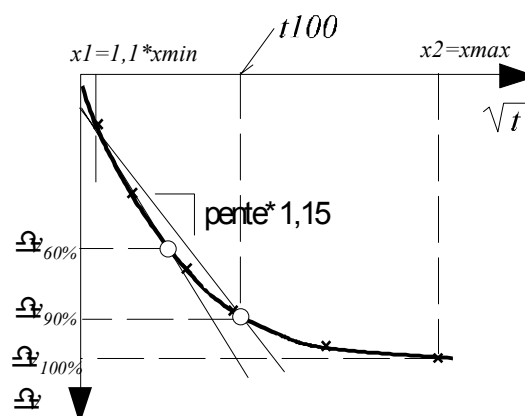


Figure 2.48 Variations de volume drainé en fonction du temps : détermination de  $t_{100}$

On calcule ensuite la vitesse théorique à retenir pour l'essai.

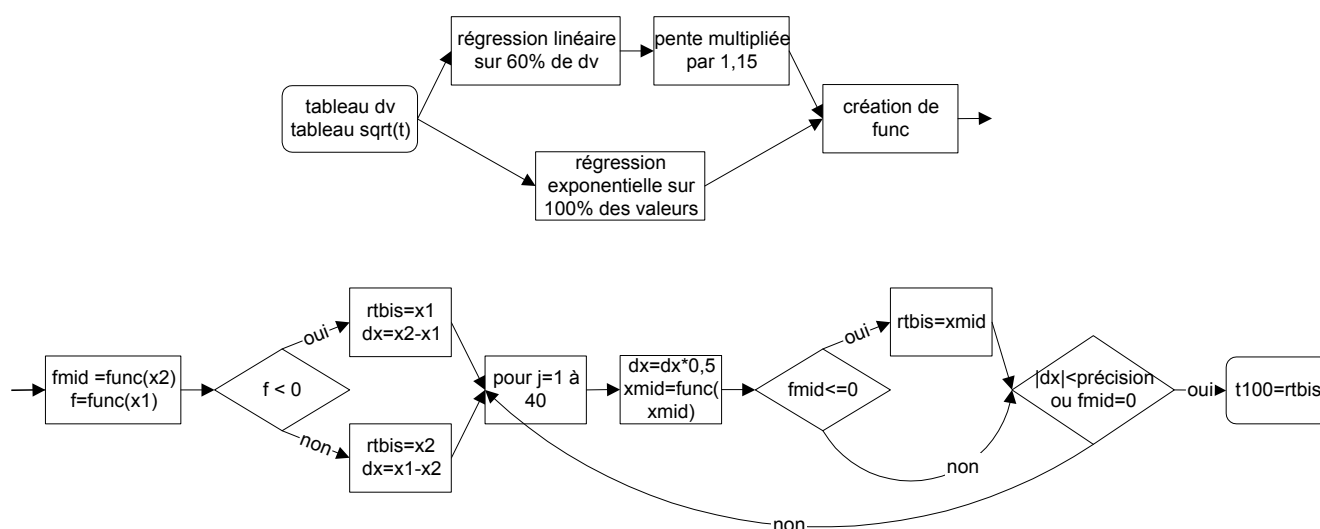


Figure 2.49 Calcul de  $t_{100}$

#### b.4.2- Consolidation $K_0$

Le principe de la consolidation consiste à augmenter la pression cellulaire de sorte que la différence entre celle-ci et la pression interstitielle devienne égale à la composante radiale de la contrainte effective de consolidation pendant que la force appliquée au moyen du piston est continuellement ajustée jusqu'à ce que la contrainte axiale soit égale à la valeur désirée de la composante axiale de la contrainte effective de la consolidation, de telle façon que  $\frac{\sigma_r'}{\sigma_a'} = K_0$ . Pendant cette phase, on procède à une

mesure permanente de la variation de la section de l'éprouvette. Tant que la valeur de celle-ci est plus grande que la valeur exigée, on calcule la nouvelle consigne de force axiale appliquée. Si on observe, après un certain temps d'attente, une augmentation de la surface, la pression cellulaire sera augmentée d'un incrément positif, sinon la pression sera diminuée. Ensuite, la valeur de  $K_0$  est calculée ainsi que la valeur de  $t_{100}$ .

### b.5- Phase de cisaillement

Le cisaillement consiste à augmenter le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La rupture peut être obtenue par augmentation ou diminution de la contrainte axiale ou radiale ou tangentielle ou par une combinaison de ces procédures. Ces combinaisons constituent les chemins de contraintes différents.

Les sollicitations appliquées sont la force axiale  $F$ , les pressions extérieure et intérieure  $P_e$  et  $P_i$  ainsi que le couple de torsion  $M_t$  (figure 2.3).

#### *b.5.1- Cisaillement avec $P_e=P_i$*

Ce module permet de suivre le chemin de contrainte désiré dans l'espace de travail ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ).

Les relations entre ces contraintes octaédriques et les efforts  $F$ ,  $P_e$  et  $M_t$  vont être appliquées sous forme d'ordres aux moteurs pour asservir l'appareil.

En effet, une des contraintes sera imposée, par exemple la contrainte axiale, et sera le paramètre menant et les trois autres contraintes seront alors ajustées pour respecter le chemin de contrainte à suivre (en fait deux car  $\sigma_\theta = \sigma_r$ ). On notera que pendant l'essai  $b$  et  $\alpha$  sont liés par la relation  $b = \sin^2 \alpha$ .

On distingue deux sortes d'essais : drainés (CD) et non drainés (CU). Pendant le cisaillement drainé, le drainage reste ouvert et le système de mesure de volume drainé est connecté.

Les paramètres suivants sont mesurés ou seulement contrôlés lorsqu'ils sont constants :

- . la force axiale  $F_i$ , le couple appliqué  $M_t$  et la pression cellulaire  $P_c$ ,
- . le volume drainé  $\delta v_i$ ,
- . la contre-pression interstitielle ( $u_{cp}$  valeur constante),
- . la déformation verticale  $\varepsilon_h$ ,
- . les déformations radiales  $\varepsilon_{ri1}$ ,  $\varepsilon_{ri2}$ ,  $\varepsilon_{ri3}$ ,  $\varepsilon_{re1}$ ,  $\varepsilon_{re2}$ ,  $\varepsilon_{re3}$ .

Les paramètres variables font l'objet d'un minimum de 15 mesures réparties régulièrement. La concomitance de l'ensemble des mesures doit être rigoureuse. Les paramètres constants sont vérifiés au minimum en début et en fin d'essai.

L'essai est arrêté lorsque la déformation atteint 15 % de la hauteur initiale. Il peut être arrêté plus tôt dans les cas suivants :

- . si la rupture s'est produite selon un plan de cisaillement oblique et bien marqué,
- . si dans un essai en déchargement, la contrainte axiale devient négative.

Pour les essais non drainés, les circuits de drainage sont fermés à la fin de la phase de consolidation.

Pendant l'essai, les paramètres suivants sont mesurés ou contrôlés selon les mêmes règles que pour l'essai drainé :

- . la force axiale  $F_i$ , le couple appliqué  $M_t$  et la pression cellulaire  $P_c$ ,
- . le volume drainé  $\delta v_i$ ,
- . la déformation verticale  $\delta h_i$  ou  $\varepsilon_h$ ,
- . les déformations radiales  $\varepsilon_{ri1}$ ,  $\varepsilon_{ri2}$ ,  $\varepsilon_{ri3}$ ,  $\varepsilon_{re1}$ ,  $\varepsilon_{re2}$ ,  $\varepsilon_{re3}$ ,

. la pression interstitielle  $\delta u_i$ .

Les critères d'arrêt des essais non drainés sont les mêmes que pour les essais drainés.

La régulation des actionneurs se fait de la manière suivante :

- 1- on se donne selon le chemin de contrainte, des incréments pour  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$ , soit  $\Delta p$ ,  $\Delta q$  et  $\Delta \alpha$  et on mesure les valeurs de  $F$ ,  $P_e$  et  $M_t$  soient donc  $F_m$ ,  $P_{em}$  et  $M_{tm}$
- 2- on calcule les valeurs de ces mêmes variables, pour les incréments fixés, soient donc  $F_c$ ,  $P_{ec}$  et  $M_{tc}$ .
- 3- on compare ensuite ces deux jeux de variables. S'ils satisfont les conditions ci-dessous, le chemin est respecté :

$$\begin{cases} |F_m - F_c| < \text{tolérance force} \\ |P_e - P_{ec}| < \text{tolérance pression} \\ |M_t - M_{tc}| < \text{tolérance couple} \end{cases}$$

Les tolérances sont égales à la précision des capteurs.

Tableau 9 Précision des capteurs

Capteur	$\Delta h$	$\Delta h_{\text{presse}}$	$\Delta \theta$	F	Mt	u	Pc	$\Delta R_{ei}$	$\Delta R_{ii}$	$\Delta l_{pe}$	$\Delta l_u$
Unité	mm	mm	°	kN	m.daN	kPa	kPa	mm	mm	mm	mm
Course	$\pm 12,5$	$\pm 100$	$\pm 360$	$\pm 4,5$	$\pm 4,5$	$\pm 1000$	$\pm 1500$	$\pm 5$	$\pm 5$	$\pm 100$	$\pm 100$
Ecart (%)	$\pm 0,08$	$\pm 10^{-7}$	$\pm 1,8$	$\pm 0,2$	$\pm 0,2$	$\pm 0,05$	$\pm 0,15$	$\pm 0,4$	$\pm 0,2$	$\pm 0,25$	$\pm 0,25$

#### b.5.2- Cisaillement avec $P_e \neq P_i$

L'essai avec  $P_e = P_i$  est limité par le nombre de types de chemins de contraintes qu'on peut imposer à l'échantillon. En fait, l'asservissement des trois axes ( $F$ ,  $M_t$  et  $P_e$ ,  $P_i$ ) de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses permet d'imposer des chemins de contrainte ou de déformation, spécifiques qui ont pour but l'analyse de l'influence de la rotation des axes principaux.

Quand les axes principaux tournent à partir de leur état initial, la position de la contrainte principale intermédiaire par rapport à celles dites majeure et mineure varie.

Ce changement peut être caractérisé par le paramètre  $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ .

D'où l'importance de ce module qui permet de suivre le chemin de contrainte désiré dans l'espace de travail ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ,  $b$ ).

Vue la complexité des essais à pression intérieures et extérieures différentes, nous étions confrontés à des problèmes au niveau théorique. Nous avons constaté que lors des essais combinés de torsion-compression ou d'extension-torsion à  $b$  constant et à  $\alpha$  variant, une valeur critique minimale de déviateur doit être imposée au début du chemin des contraintes imposé.

Par exemple, dans un essai à  $P_e \neq P_i$  où le paramètre de la contrainte intermédiaire

$b = \frac{2\sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z}{\sigma_z - \sigma_\theta} \cdot \frac{\cos 2\alpha}{2} + \frac{1}{2}$  est fixé à 0,5, l'expression  $(2\sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z) \cdot \cos 2\alpha$  doit



être nulle. D'où  $\cos 2\alpha = 0$  ( $\alpha = 45^\circ$ ), Or  $\alpha$  est différente de 45 degrés au début de l'essai, la seule solution est d'avoir  $\sigma_r = \frac{(\sigma_\theta + \sigma_z)}{2}$ .

On a  $\sigma_z - \sigma_\theta = \frac{q \cdot \cos 2\alpha}{\sqrt{b^2 - b + 1}}$ , et dans un essai  $P_e \neq P_i$   $\sigma_\theta \neq \sigma_r$ , d'où l'obligation d'imposer une valeur minimale de  $q$ . Dans la plupart de nos essais la valeur de  $q$  au départ est de 2kPa.

#### a- Paramètre menant

La mise en place du pilotage de l'essai va entraîner la définition d'un paramètre menant.

Lorsque l'on veut suivre un chemin de contrainte, il est alors nécessaire de piloter en contraintes contrôlées. Cependant, lors de la phase de rupture, un accroissement important de la vitesse de déformation va apparaître. La consigne de force imposée devient inaccessible. L'atteinte d'un critère sur la vitesse de déformation maximale admissible va entraîner le passage à un pilotage en déformation. Le logiciel va donc débiter l'essai à contrainte contrôlée et en phase finale passer en pilotage à déformation contrôlée.

On notera que ces chemins de contraintes sont obtenus en pilotant l'essai à la fois en contrainte et en déformation contrôlées. En effet, dans le cas où la consolidation  $K_0$  se fait à déformation radiale nulle la pression cellulaire est ajustée au fur et à mesure que la contrainte verticale croît. La variation de la contrainte radiale correspond généralement à une loi de variation de la pression cellulaire selon un critère donné. La frontière réalisée par la membrane est donc pilotée en contrainte, alors que les autres frontières « rigides » peuvent être pilotées en force ou en déplacement. La variation de la contrainte axiale peut être obtenue en imposant une vitesse de déformation axiale ou bien une vitesse de chargement ou de déchargement.

La variation de la contrainte tangentielle est obtenue en imposant une vitesse de rotation.

Nous serons également limités par les vitesses maximales de certains appareils, comme la vitesse limite de montée en pression des générateurs de pression et contre-pression. De plus, afin que certaines parties de l'instrumentation ne soient pas détériorées (capteurs de déplacement périphériques par exemple) nous allons être obligés d'arrêter les essais à un certain taux de déplacement.

#### b- Vitesses de chargement

La vitesse de chargement imposée durant les essais de laboratoire peut avoir une influence sur le comportement des sols testés. La vitesse de chargement met en jeu directement les propriétés mécaniques liées à la viscosité du matériau ainsi que la dissipation de la pression interstitielle dans l'éprouvette. Pour cela, il est nécessaire d'employer une vitesse suffisamment faible. Pour cela nous nous sommes inspirés des travaux de Bishop et Henkel (1957) et de la norme NF-P 94-074 (AFNOR, 1994/b). Pendant les essais non drainés, on adopte des vitesses de déplacement ou de

chargement 8 à 10 fois plus grandes que celles définies ci-dessous pour les essais drainés.

. *Essai à vitesse de chargement ou de déchargement constante* (il s'agit de la contrainte radiale ou de la contrainte axiale)

La variation de contrainte de compression ( $\sigma_z$  et  $\sigma_r$ ) en fonction du temps est donnée par la relation :

$$\frac{\delta\sigma}{\delta t} = \frac{\sigma_f - \sigma_o}{15.t_{100}} \quad (2.49)$$

avec :

$\sigma_f$  valeur présumée de la contrainte à la rupture,  
 $\sigma_o$  valeur initiale de la contrainte (contrainte verticale appliquée lors de la consolidation).

$t_{100}$  valeur du temps déduite de la courbe  $\delta v = f(\sigma)$ , avec une éprouvette d'éclatement 2 et un papier filtre latéral.

Dans cette relation,  $t_{100}$  n'est jamais inférieur à 10 minutes.

La variation de contrainte de cisaillement ( $\tau_{z\theta}$ ) en fonction du temps est donnée par la relation :

$$\frac{\delta\tau}{\delta t} = \frac{\tau_f - \tau_o}{15.t_{100}} \quad (2.50)$$

avec :

$\tau_f$  valeur présumée de la contrainte à la rupture,  
 $\tau_o$  valeur initiale de la contrainte de cisaillement.

. *Essai à vitesse de déformation constante*

La vitesse de déplacement imposée est donnée par la relation :

$$\frac{\delta h}{\delta t} = \frac{h_o . \varepsilon_f}{15.t_{100}} \quad (2.51)$$

avec  $h_o$  hauteur initiale de l'éprouvette ;

$\varepsilon_f$  déformation présumée à la rupture, déterminée par l'expérience ou, en l'absence d'information, prise égale à  $\varepsilon_f = 4 \%$  ;

Comme précédemment,  $t_{100}$  n'est pas inférieur à 10 minutes.

La vitesse de déplacement orthoradiale imposée est donnée par la relation :

$$\frac{\delta\theta.r_o}{\delta t} = \frac{\theta_f.r_o}{t_{100}} \quad (2.52)$$

avec  $r_o$  rayon moyen initial de l'éprouvette ;

$\theta_f$  déformation orthoradiale présumée à la rupture, déterminée par l'expérience ou, en l'absence d'information, prise égale à  $\theta_f = 4 \%$

La vitesse de chargement ou de déformation est calculée une fois pour toutes à partir des informations apportées par la phase de consolidation. Lors du suivi du chemin de

contrainte, le temps nécessaire pour atteindre la fin d'un segment est recalculé à partir de la longueur du segment.

#### b.6- Fin d'essai

L'essai est arrêté lorsque la déformation atteint 15 % de la hauteur initiale. Il peut être arrêté plus tôt dans les cas suivants :

- . la rupture s'est produite selon un plan de cisaillement oblique et bien marqué,
- . dans un essai en déchargement, il n'y a pas eu de rupture, mais la contrainte axiale est négative.

Dans les autres cas, la connaissance du chemin de contrainte après la rupture est une information importante.

Cette séquence permet de ramener le système quel que soit son état à un état se prêtant au démontage de l'éprouvette.

Les procédures et observations à faire en fin d'essai sont les mêmes pour tous les types d'essais :

Arrêter la presse ou les vérins de chargement sans opérer de déchargement axial.

Fermer les circuits de drainage pour limiter l'absorption d'eau lors du démontage.

Vider la cellule et retirer rapidement l'éprouvette des embases. Peser l'éprouvette au décigramme près.

Noter le type de rupture (homogène, plan de cisaillement, inclinaison du ou des plans de cisaillement par rapport à la verticale, autres observations).

Placer l'éprouvette dans l'étuve pour déterminer sa teneur en eau finale.

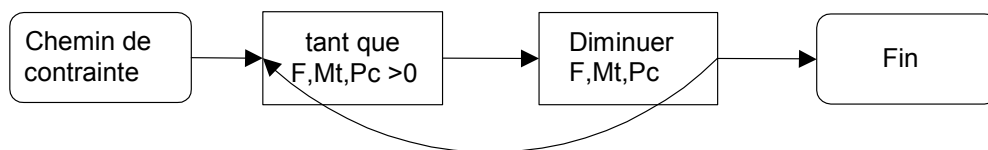


Figure 2.50 Organigramme du sous programme

#### b.7- Modules communs

Les modules communs sont des sous-programmes qui sont utilisés par les différents modules de la partie séquentielle, ils réalisent le dialogue avec l'ordinateur pilotant la presse, les calculs de changement d'espace entre l'espace de la mécanique des sols ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ) et les axes de la presse ( $F$ ,  $M_b$ ,  $P_c$ ) ainsi que les entrées sorties sur les périphériques de l'ordinateur disque dur et écran. Un module calcule la distance entre le chemin de contrainte imposé par l'expérimentateur et celui réellement suivi par l'échantillon et calcule le vecteur de rattrapage que l'on doit appliquer pour rejoindre le chemin.

### **2.3.5 Corrections**

Différentes corrections sont à appliquer au cours de l'essai pour tenir compte de la modification des conditions initiales ou de l'apport parasite de résistance. La présence d'huile de silicone dans la cellule entraîne l'utilisation de membranes épaisses, ce qui nous place à la limite du domaine de validité des formules de corrections usuelles. Il sera nécessaire de valider ces formules tirées de la bibliographie.

### 2.3.5.1 Corrections avant rupture

Les corrections avant rupture vont consister principalement à tenir compte de la variation de la géométrie de l'éprouvette et à prendre en compte l'apport de résistance dû aux membranes et aux filtres.

#### Correction de section

La correction de section est destinée à tenir compte de la variation de la géométrie au cours de l'essai pour le calcul des contraintes. La section corrigée est calculée à partir de la section initiale et de la variation de volume.

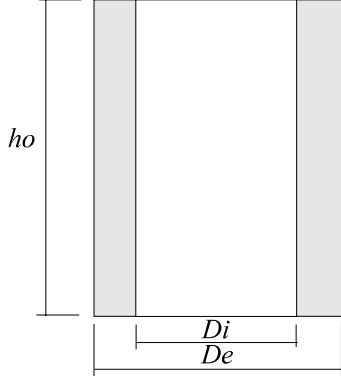
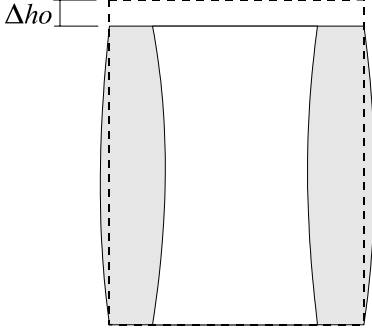
	Etat initial	Etat déformé
Géométrie		
Section	$S_o = \frac{\pi \cdot (D_e^2 - D_i^2)}{4}$	$S = S_o \cdot \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_o}}{1 - \frac{\Delta h}{h_o}} = S_o \cdot \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z}$ <p>convention de signe  <math>h</math> diminue <math>\Delta h &gt; 0</math>  <math>V</math> diminue <math>\Delta V &gt; 0</math></p>

Figure 2.51 Correction de section

#### Correction de membrane

##### a) Essai de compression

On tient compte de la correction de membrane sur les contraintes axiale et radiale. On prend pour hypothèses que l'éprouvette reste cylindrique, que la membrane est élastique incompressible ( $\nu=0,5$ ) et qu'il y a adhérence parfaite entre la membrane et l'éprouvette (La Rochelle, 1967 ; Henkel et al., 1952). Ces corrections ont pour valeur :

- apport d'effort axial 
$$\sigma_{rm} = -\frac{8.J}{3.D_o.(1-\varepsilon_v)} \cdot \left[ 1 + 2.\varepsilon_z - \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} \right] \quad (2.53)$$

La correction doit être calculée pour les deux membranes intérieure et extérieure.

- apport de confinement 
$$\sigma_{rm} = -\frac{4.J}{3.D_o.(1-\varepsilon_v)} \cdot \left[ 2 - \varepsilon_z - 2.\sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} \right] \quad (2.54)$$

La correction due à la membrane intérieure est nulle dans ce cas, car il n'y a pas d'effet de confinement.

avec:

$J$  : raideur de la membrane (en kN/m). Si  $E$  est le module d'Young du caoutchouc de la membrane et  $t$  son épaisseur,  $J = E.t$ . Le module  $E$  vaut environ 1500 kPa, ce qui représente 2 à 3 N/cm pour  $t=0,2$  mm. La mesure de  $J$  peut être faite sur un anneau de membrane suspendu entre deux cylindres horizontaux, talqués, le cylindre inférieur recevant les charges.

$D_o$  : diamètre initial de la membrane.

#### *b) Essai d'extension*

Dans le cas d'essais d'extension, on prendra en compte l'apport de résistance à la traction dû à la mise en tension des membranes :

$$\sigma_{rm} = \pi.(D_e + D_i).J.\varepsilon_z \quad (2.55)$$

#### *c) Essai de torsion*

Pour les essais incluant une torsion, on prendra en compte l'apport de résistance à la torsion dû à la mise en tension des membranes :

$$\sigma_{rm} = \pi.(D_e + D_i).J.\sqrt{(1 + \varepsilon_z)^2 + \gamma^2} \quad (2.56)$$

#### Correction de filtre

Il est nécessaire de calculer l'apport de contrainte dû aux papiers filtres placés sur les parois intérieure et extérieure et destinés à accélérer la consolidation, pour en tenir compte lors du calcul des contraintes (Duncan et Seed, 1967 ; Leroueil et al., 1986).

$$\Delta\sigma_z = -Kpf.\frac{P}{S} = -Kpf.\frac{1 - \varepsilon_z}{S_o.(1 - \varepsilon_v)} = Kpf.\frac{H_o - \Delta H_c}{V_o - \Delta V_c} \quad (2.57)$$

avec :

$Kpf$  : force verticale supportée par le papier filtre par unité de largeur par exemple pour du Whatman N° 54,  $Kpf= 1,9$  N/cm (Bishop et Henkel, 1962) à 1,3 N/cm (Duncan et Seed, 1967).

$P$  : longueur du périmètre de l'éprouvette recouvert par le papier filtre (jusqu'à 50%).

La correction de filtre est identique à l'extérieur et l'intérieur, on multiplie donc l'apport de contrainte par 2.

#### **2.3.5.2 Corrections après rupture**

Dans certains cas particuliers (sols mous testés jusqu'à de grandes déformations, interprétations de l'essai après la formation d'un plan de cisaillement, essais de liquéfaction, etc.), d'autres types de correction (effet de la membrane et correction de section) peuvent être introduits.

#### Correction de section

Les corrections de section vont consister principalement à calculer la variation de la section de l'éprouvette selon son mode de rupture.

Différents modes de rupture peuvent apparaître suivant le chemin de contrainte qui a été suivi :

- en compression simple, la déformation en tonneau est suivie par une rupture de type conique.
- en torsion-compression, le plan de cisaillement est incliné mais ne rejoint pas les embases.
- en torsion, le plan de cisaillement est horizontal.
- lorsque le matériau est cimenté et que son comportement est plutôt fragile, des modes complexes verticaux ou subverticaux peuvent apparaître.

La section résiduelle est représentée en gris sur les coupes présentées dans la figure 2.52 ci-dessous suivant le mode considéré.

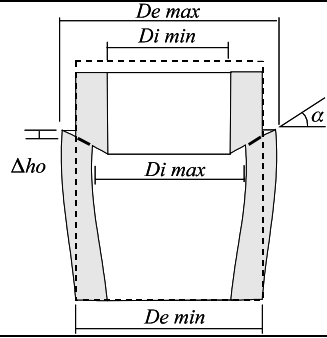
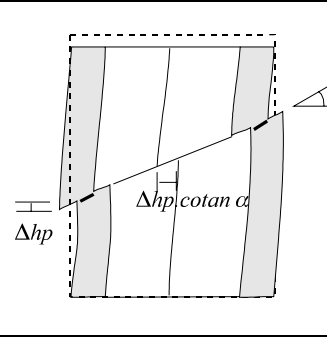
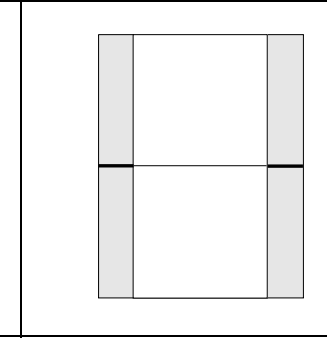
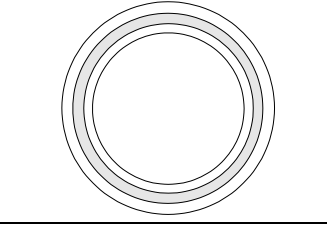
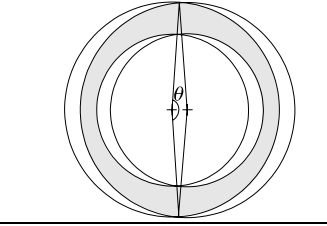
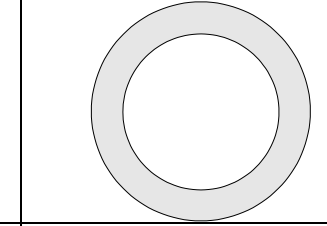
	Compression	Torsion + Compression	Torsion
Géométrie déformée à la rupture			
Section sur la surface de rupture			
Section corrigée de transfert des contraintes	$S = \frac{\pi \cdot (De_{\min}^2 - Di_{\max}^2)}{4 \cdot \cos \alpha}$	$\theta = 2 \cdot \arccos \frac{-2 \cdot \frac{\Delta h_p}{h_p}}{\tan \alpha} \Rightarrow$ $S = \frac{De^2 - Di^2}{4} \cdot \left( \frac{\pi \cdot \theta}{180} - \sin \theta \right)$	$S = S_o$

Figure 2.52 Correction de section après la rupture

### Correction de membrane

$$\Delta(\sigma_z - \sigma_r) = \frac{-1,5 \cdot \pi \cdot D_m}{S} \cdot \sqrt{J \cdot \sigma_r \cdot \tan \varphi \cdot D_p \cdot \frac{\Delta h_p}{h_p}} \quad (\text{La Rochelle et al., 1967})$$

Le schéma de déformation de la membrane est identique à l'extérieur et à l'intérieur, on multiplie donc la correction de l'apport de contrainte par 2.

## 2.4 Préparation et montage des éprouvettes

L'obtention d'une éprouvette de 10 cm de diamètre nécessite la mise en œuvre d'une technique de prélèvement spécifique. Dans notre cas, nous avons à chaque prélèvement utilisé le carottier développé à l'Université Laval (La Rochelle, 1967). De ce fait, la phase de prélèvement fait appel à une équipe des sondeurs expérimentés. Pendant cette phase, il importe lors des différentes manipulations d'éviter d'apporter des perturbations à l'éprouvette qui va être testée. En particulier, il ne faut pas imposer de déformation ou de contrainte aux échantillons intacts. La préparation et le découpage des éprouvettes doivent être exécutés avec le plus grand soin par une personne expérimentée.

### 2.4.1 Prélèvement

La phase de prélèvement n'est pas sans incidence sur la qualité de l'éprouvette. Malgré la sophistication des carottiers, il apparaît un remaniement lors de la pénétration de l'étui par la création de voûtes provoquées par le frottement sol-paroi de l'étui.

#### 2.4.1.1 Qualité des prélèvements

Les différentes études menées par Hvorslev l'avaient amené à définir la géométrie d'un carottier par un certain nombre de paramètres (figure 2.53) permettant d'en qualifier la qualité. Il s'agit du rapport des surfaces, du rapport de la longueur prélevée au diamètre et de l'indice de jeu intérieur. Le groupe de travail sur les problèmes de prélèvement de la Société Internationale de Mécanique des Sols (ISSMFE) a reconnu l'importance également de l'angle d'attaque de la trousse coupante.

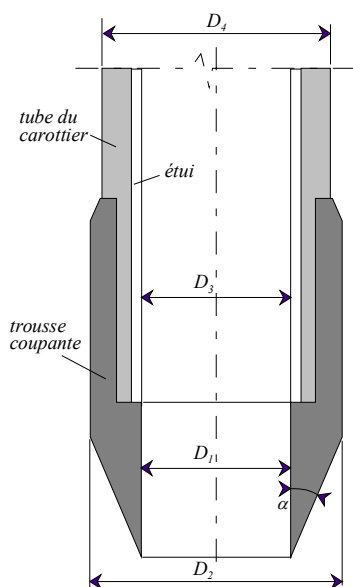


Figure 2.53 Paramètres géométriques d'un carottier d'après Hvorslev (1949)

Indice de jeu extérieur

$$C_o = \frac{D_2 - D_4}{D_4}$$

Indice de surface

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2}$$

Indice de jeu intérieur

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1}$$

Angle d'attaque du biseau de la trousse :  $\alpha$

La plus grande avancée de ces vingt dernières années dans la compréhension des perturbations imposées au sol lors du carottage, a été faite grâce aux travaux de Baligh *et al.* (1985, 1987). Il a utilisé la méthode des chemins de déformation (Strain path method) pour prédire des déformations qui vont être engendrées lors du fonçage d'un pieu, d'un pénétromètre ou d'un carottier simple (figure 2.54). Cette méthode consiste

à considérer le sol comme un fluide incompressible et irrotationnel qui s'écoule au passage de l'objet qui le pénètre. De cette façon, les effets du déplacement sont bien modélisés mais les effets de bord sont ignorés (comme le cisaillement à l'interface entre l'objet et le sol).

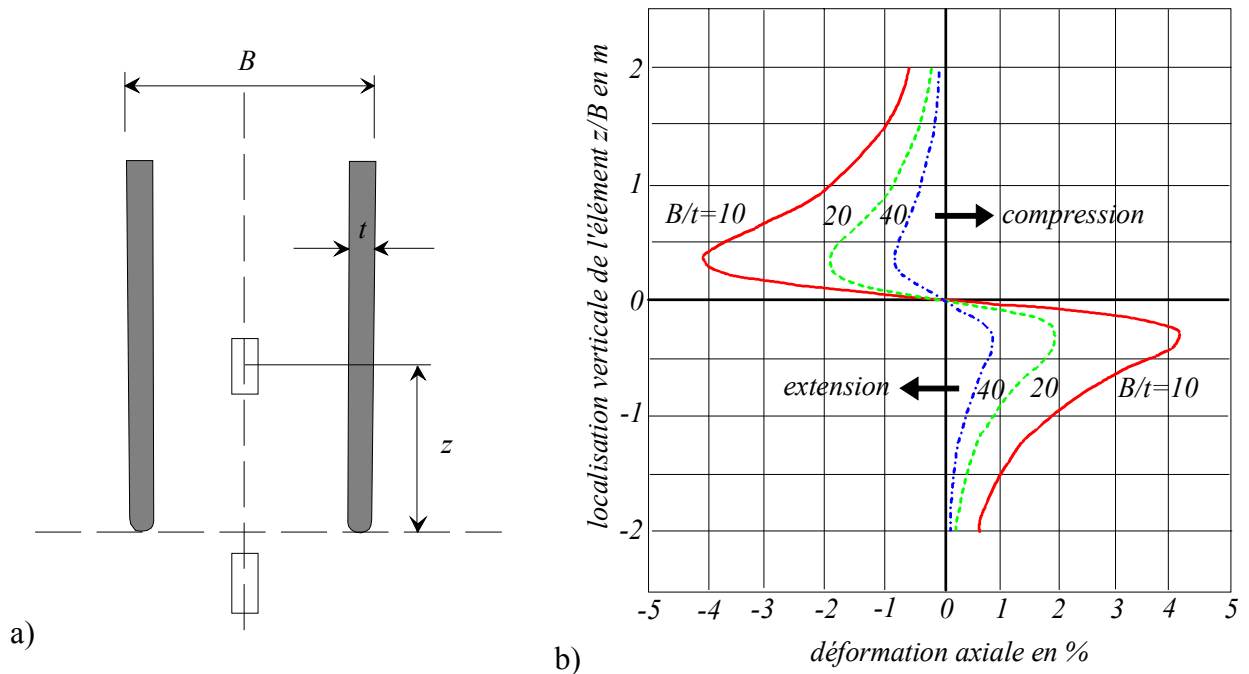


Figure 2.54 Chemins de déformation sur l'axe d'un carottier simple (Baligh, 1985).

Les auteurs ont donc utilisé cette méthode pour étudier les performances des carottiers sur la base de l'observation du chemin de déformation subi par la carotte au niveau de la génératrice. Cette valeur est supposée être similaire en magnitude aux déformations présentes sur au moins 50 % de la surface de la carotte. Pour cette géométrie particulière (figure 2.54-a), les auteurs ont prédit pour un élément de sol placé sur l'axe une valeur maximale de déformation verticale en compression et extension axiale entre 0,75% et 4%.

La géométrie du « carottier idéal » qui a permis d'aboutir à ces résultats (figure 2.54-b), a peu de ressemblance avec celle de la trousse coupante d'un carottier bien dimensionné. Cependant un chemin de déformation particulièrement similaire est communément observé quand des géométries plus réalistes sont analysées.

Dans un premier temps des déformations de compression apparaissent dans le sol avant qu'il pénètre dans le carottier atteignant un pic légèrement sous la trousse coupante. Dans un deuxième temps quand le sol pénètre dans le tube, les déformations s'annulent puis s'inversent pour donner un maximum en extension à environ un demi-diamètre au-dessus de la trousse coupante.



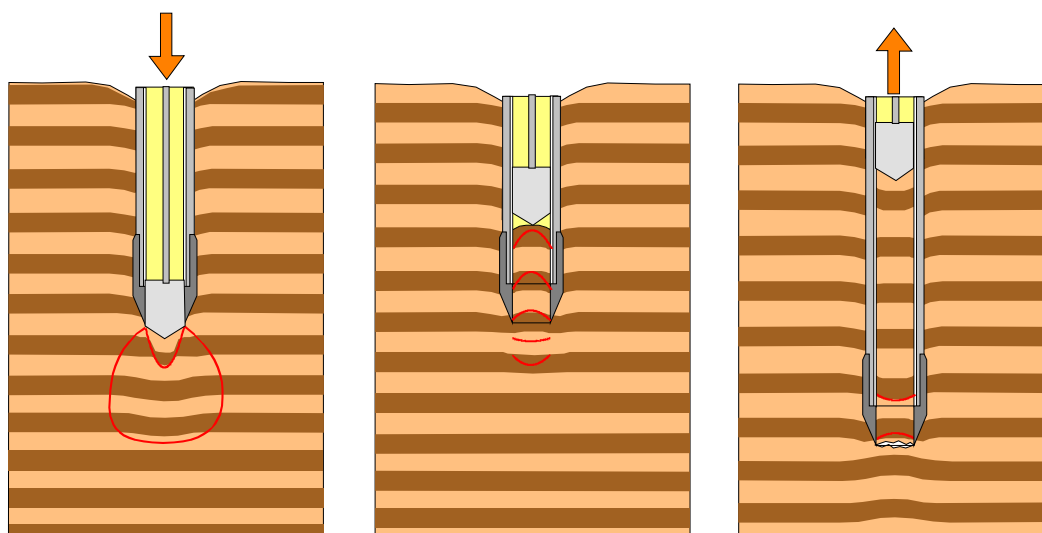


Figure 2.55 Phase de prélèvement pour un carottier à piston stationnaire.

Du fait que le processus est rapide et donc non-drainé dans les argiles, les déformations radiales sur la génératrice sont de signe opposé et égale à la moitié en amplitude des déformations axiales. Ces travaux ont été en partie validés par une approche de laboratoire simulant l'état de compression et d'extension imposés lors du carottage et leur influence sur la surface de charge.

Sur la figure 2.55, ces différentes phases sont présentées pour un carottier à piston stationnaire. Se rajoute au final une phase d'extension due au relevage du carottier.

A titre de comparaison, nous avons indiqué dans le tableau 10 les carottiers disponibles dans le réseau des LPC et en France dont le carottier Laval utilisé.

Tableau 10 Caractéristiques de quelques carottiers utilisés en France.

Carottier	$D_1$ (mm)	$C_a$ (%)	$C_i$ (%)	$\alpha$ (°)
<b>Carottier à piston stationnaire (CPS) sans étui</b>	98	8	0	5
<b>CPS 80 LPC</b>	77	22	1	5
<b>CPS 100 LPC</b>	95,8	20	1,3	5
<b>Laval 200</b>	208	10	0	5
<b>Carottier battu Bonne Espérance</b>	102	47,7	3,3	5
<b>Carottier à piston Bonne Espérance</b>	94	13	2,1	5
<b>Carottier T.I.R. Bonne Espérance</b>	93	105	?	5
<b>Carottier à paroi mince Mazier</b>	80	128	1	5
<b>Carottier automatique Mazier</b>	100,4	70,2	3,5	5

L'utilisation de la méthode des éléments finis a permis de mener une étude similaire à celle réalisée auparavant par Baligh sur différents carottiers types utilisés couramment sur les chantiers de prélèvement (Clayton et Siddique, 1999, Hight, 2000). Cette étude, de la même manière que précédemment, ne prend pas en compte le mode de mise en place du carottier, les contraintes de cisaillement à l'interface sol-paroi de carottier, les imperfections de réalisation inhérentes à tout usinage et l'usure.

Pour éliminer les inconvénients, cités plus haut, et réaliser le prélèvement dans des conditions optimales, les règles françaises ont intégré les recommandations de

Hvorslev. C'est pourquoi un certain nombre de règles de dimensions des carottiers ont été définies (Bigot *et al.*, 1996). Dans la Norme Française, ces paramètres doivent obéir aux conditions suivantes:

Tableau 11 Règles dimensionnelles de la norme NF P 94-202

	$\alpha$	$C_a$ (%)	$C_i$ (%)	$C_o$ (%)	$S_e$	$D_1$ (mm)
Carottier	$<10^\circ$	$<15$	0,5 à 1,5	$<2$	$0,1.D_1^2$	$>75$

De ce tableau 11, on constate que deux des carottiers cités dans le tableau 10 ne sont pas conformes à la norme : le CPS 80 et le CPS 100.

Afin de respecter les règles de prélèvement et d'obtenir des échantillons de bonne qualité et des carottes de tailles suffisantes nous utilisons le carottier dit Laval décrit ci-dessous.

#### 2.4.1.2 Carottier de l'Université Laval

Les échantillons sont prélevés par une technique employant un carottier (figure 2.56) de 200 mm de diamètre et 600 mm de hauteur développé à l'Université Laval de Montréal au Québec (La Rochelle, 1967). Le carottier est constitué de deux tubes : un tube intérieur terminé à sa partie inférieure par une trousse coupante effilée sans dégagement interne, qui constitue l'outil de prélèvement, et un tube extérieur équipé à sa partie inférieure d'une couronne dentée (figure 2.57), qui peut être rendue solidaire du tube intérieur lors de la descente du carottier au niveau du prélèvement et lors de la remontée de l'échantillon vers la surface.

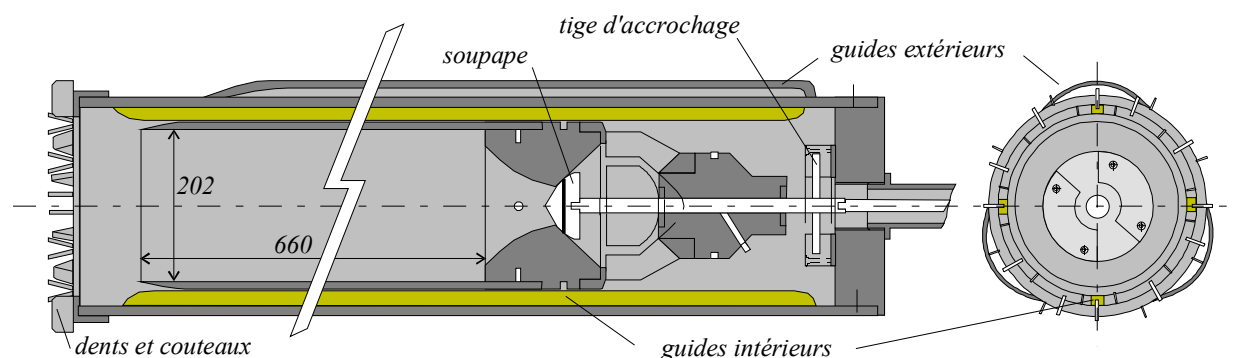


Figure 2.56 Plan du carottier Université Laval



Figure 2.57 Vue du carottier Université Laval

Les opérations de prélèvement (figure 2.58) au moyen de ce carottier sont réalisées comme suit, à partir d'avant-trous pratiqués à la tarière jusqu'à la profondeur désirée :

- a) descente du carottier dans le forage jusqu'au niveau de prélèvement ;
- b) désolidarisation des tubes intérieur et extérieur et verinage du tube intérieur seul sur la hauteur de l'échantillon à prélever ;
- c) descente du tube extérieur entraîné en rotation avec injection de boue entre celui-ci et le tube intérieur, et ce afin de désagréger l'argile qui l'entoure, jusqu'à ce que la base de la couronne dépasse l'extrémité de la trousse coupante d'environ 2 cm ;
- d) reverrouillage du carottier et remontée de l'échantillon vers la surface.

On montre à droite de la figure le système d'accrochage par verrouillage « quart de tour ».

On note que le fluide de forage est de l'eau additionnée d'un gel afin de maintenir les parois du forage. Un effet additionnel est la persistance de la succion qui retient la carotte dans l'étui.

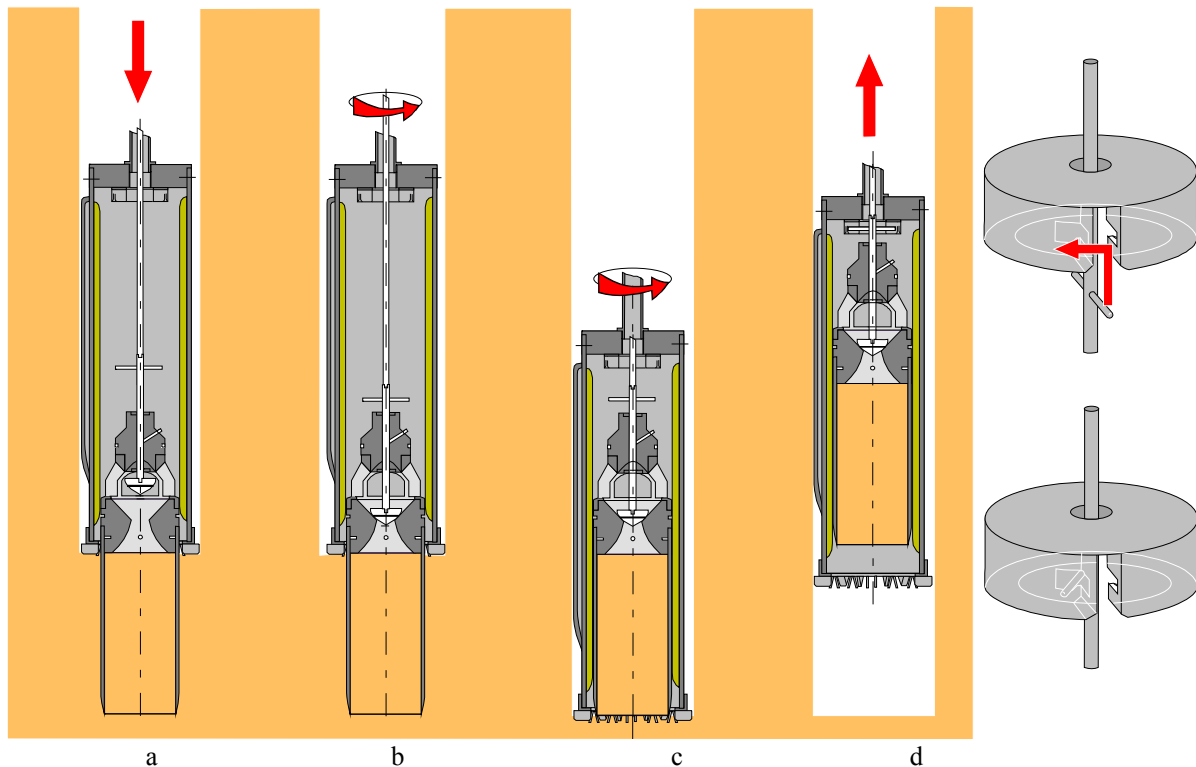


Figure 2.58 Les différentes phases du carottage

#### 2.4.1.3 Phases intermédiaires entre le prélèvement et l'essai en laboratoire

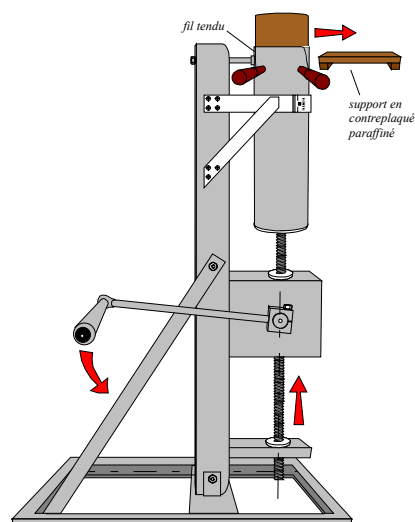
Après remontée du carottier (figure 2.59-a), celui-ci est immédiatement démonté puis la carotte est extraite par "pistonnage" (fonçage d'un plateau dans le conteneur de sol prélevé (figure 2.59-b). La carotte est débarrassée de la boue de forage polluant la partie supérieure et découpée.



a) Prélèvement du carottier



b) Le vérinage



c) Schéma de l'outil de vérinage

Figure 2.59 Remontée du carottier et extraction des carottes

#### 2.4.1.4 Conditions d'emballage

Après vérinage et découpe des morceaux de carotte au fil tendu (fil à couper le beurre) en galette de 20 cm de hauteur, les carottes sont préparées et protégées par un film étirable (saran) enduit d'un mélange paraffine vaseline liquide (figure 2.60). Elles sont ensuite numérotées et étiquetées (références des sondages et informations générales).

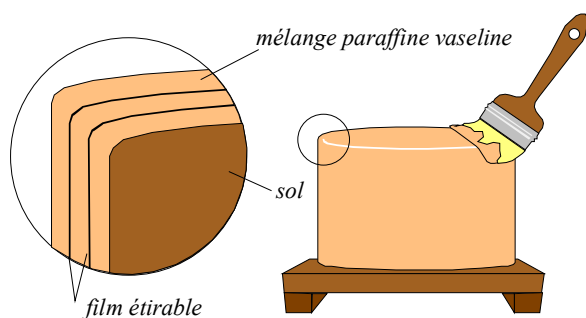


Figure 2.60 Emballage des carottes

#### 2.4.1.5 Conditions de transport

Les échantillons sont transportés dans un véhicule où elles reposent sur des plaques de mousse synthétique servant d'amortisseur contre les vibrations et les chocs éventuels.



Figure 2.61 Conditionnement des échantillons pour le transport

#### **2.4.1.6 Stockage des échantillons**

Les échantillons dans leur protection sont placés dans une chambre humide réglée à une température de l'ordre de 8°C et à un degré d'humidité de l'ordre de 90%.

#### **2.4.2 Préparation des éprouvettes**

Les phases intermédiaires entre le prélèvement et l'essai provoquent une relaxation des contraintes initiales de l'éprouvette, générant un remaniement supplémentaire (protection de l'échantillon, transport, stockage). Il apparaît une succion dans l'échantillon qui provient de la tendance au gonflement du sol à l'état non-drainé lorsque l'échantillon est libéré de ses contraintes totales. Cette succion est égale à la contrainte moyenne effective en place. Pour éloigner l'éprouvette de cette frontière soupçonnée de remaniement, on taille généralement celle-ci loin des bords extérieurs de la carotte. Cette précaution provoque une importante perte de matière.

La taille doit se faire sans modification excessive de la teneur en eau des échantillons, donc dans une atmosphère humide (humidité relative supérieure à 50 %), à une température constante.

##### **2.4.2.1 Taille des éprouvettes provenant de prélèvements intacts**

Une éprouvette, ayant une longueur de 1 à 2 cm de plus que la hauteur choisie, est taillée dans l'échantillon extrait de son conteneur ou dans le bloc. Les faces planes du cylindre, à ce stade, ne seront qu'approximativement parallèles.



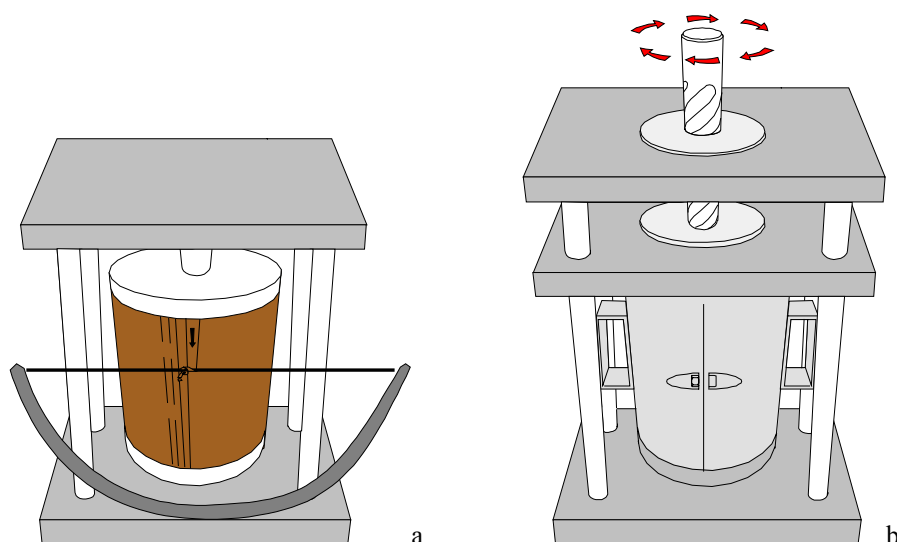


Figure 2.62 Taille des éprouvettes

Le système utilisé pour tailler l'éprouvette à sa géométrie définitive, avec des perturbations minimales, est un touret à axe vertical (figure 2.62-b). L'ébauche de l'éprouvette est placée entre deux plateaux tournants et parallèles. Deux tiges guides excentrées par rapport à l'axe du touret servent d'appui pour une taille régulière, effectuée en faisant tourner peu à peu l'échantillon et en enlevant des copeaux d'autant plus petits que l'on se rapproche du diamètre final (l'excentricité des guides est telle qu'il y a un côté ébauche et un côté finition).

Pour les sols mous, la taille se fera avec un fil tendu comme le montre la figure 2.63.

Pour les sols raides, on utilisera un couteau de grande dimension et peu flexible. Cependant, dans le cas des sols raides, un tour vertical motorisé avec un outil adapté à déplacement contrôlé peut être employé avec intérêt.



Figure 2.63 Découpe extérieure

Pour les argiles contenant des graviers ou des concrétions indurées, on évitera, en fin de taille, d'arracher ces éléments et on acceptera une surface externe du cylindre avec des irrégularités. On veillera toutefois à ce que ces irrégularités ne risquent pas d'endommager la membrane. Si l'arrachage accidentel d'un élément produit un trou, celui-ci sera rebouché délicatement avec du matériau fin de la taille. Lorsque la taille

latérale est terminée, on mesure le diamètre au pied à coulisse avec une précision relative de  $\pm 5.10^{-3}$ , d'où le diamètre moyen  $D_e$  de l'éprouvette.

Cette éprouvette est alors placée dans un moule en duralumin composé de deux demi-coquilles qui est lui-même placé sur un bâti de maintien (figure 2.64). L'intérieur de chacune des demi-coquilles est tapissé d'une feuille d'aluminium afin d'éviter tout collage. Plusieurs perçages successifs sont réalisés manuellement à l'aide de forets de diamètre successivement 20, 40, 60 et 70 mm (figure 2.65).



Figure 2.64 Outils de découpe



Figure 2.65 Creusement

Lorsque la taille est terminée, on mesure le diamètre intérieur, d'où le diamètre moyen  $D_i$  de l'éprouvette. Le diamètre de l'éprouvette doit correspondre au diamètre de l'embase inférieure à  $\pm 0,2$  mm.

L'éprouvette est ensuite pesée avec une balance donnant le décigramme.

#### **2.4.2.2 Caractéristiques finales de l'éprouvette**

L'éprouvette est un cylindre creux de sol de hauteur ( $h$ ) 15 cm, de diamètre intérieur ( $D_i$ ) 7 cm et extérieur ( $D_e$ ) 10 cm (figure 2.66). L'épaisseur de 1,5 cm, relativement faible par rapport à la hauteur, a été choisie afin d'avoir une répartition homogène de

la contrainte tangentielle. Les dimensions de l'éprouvette résultent également d'un compromis entre les exigences contradictoires que sont, d'une part, la nécessité d'adopter des valeurs de  $D_i/D_e$  et de  $h$  assez élevées pour obtenir un champ de contrainte relativement uniforme et diminuer l'influence du freinage et, d'autre part, la nécessité d'attribuer des dimensions permettant le découpage dans un bloc d'argile intacte sans difficulté majeure et l'impératif du prélèvement (dimensions du carottier disponible).

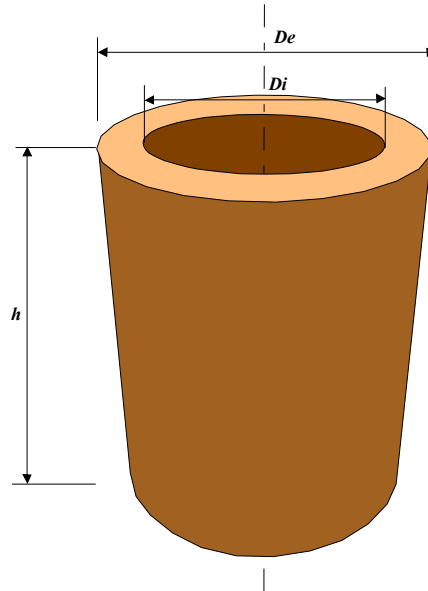


Figure 2.66 Géométrie de l'éprouvette

### 2.4.3 Montage de l'éprouvette

Les sols surconsolidés, les sols gonflants et les sols partiellement saturés sont placés sur des disques poreux secs. Les sols normalement consolidés sont montés entre disques poreux saturés en eau désaérée, les circuits de drainage étant eux-mêmes saturés.

#### 2.4.3.1 Papier filtre

Un papier filtre est, au préalable, interposé entre l'éprouvette et les disques poreux. En complément, pour faciliter l'homogénéisation des pressions interstitielles dans l'éprouvette pendant l'essai, un drain latéral en papier filtre, préalablement saturé avec de l'eau désaérée, est placé autour de l'échantillon (figure 2.67). Afin que ce drain n'introduise pas d'efforts parasites, il est constitué, soit d'une bande de même superficie que le cylindre, ajourée chaque demi-centimètre dans le sens des génératrices, soit d'une bande continue d'un demi-centimètre de large et enroulée en spirale autour de l'éprouvette.



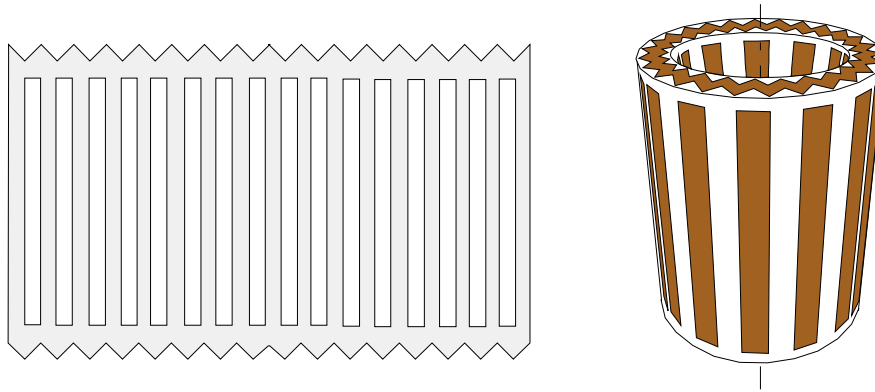


Figure 2.67 Mise en place du drain latéral ajouré sur l'éprouvette

#### 2.4.3.2 Mise en place de l'éprouvette

Le montage de l'éprouvette (figure 2.68) se déroule selon le schéma suivant :

1. fixation de la membrane intérieure à l'embase inférieure,
2. mise en place de l'éprouvette toujours contenue dans son moule en Duralumin,
3. positionnement des capteurs de déplacement radial intérieur,
4. mise en place du chapeau avec la pierre poreuse et les couteaux,
5. remplissage de la membrane intérieure à mi-hauteur avec de l'huile de silicone de façon à amener cette membrane en contact de la surface intérieure de l'éprouvette,
6. fixation de la membrane intérieure par le joint torique,
7. démoulage de l'éprouvette et enlèvement de la feuille d'aluminium,
8. montage de la membrane extérieure et mise en place des joints toriques inférieurs et supérieurs.

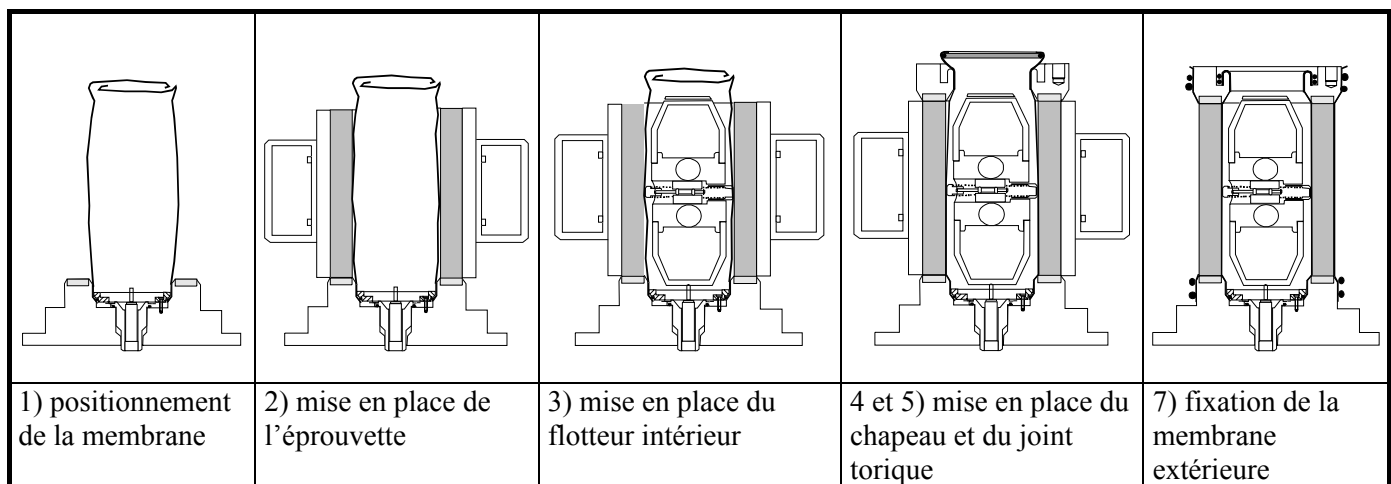


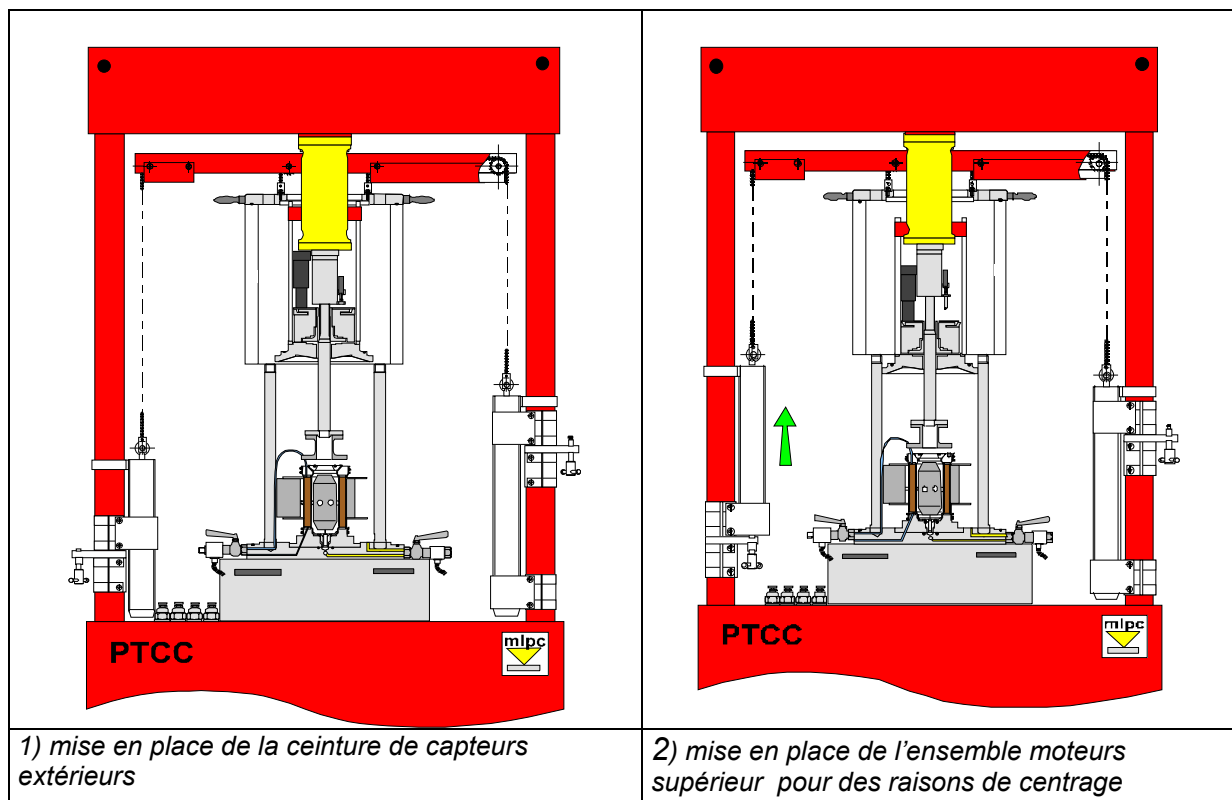
Figure 2.68 Montage de l'éprouvette

On peut procéder à ce stade à la mise en place du capteur de pression interstitielle locale dans un trou réalisé au préalable sur la membrane.

#### 2.4.3.3 Assemblage de la cellule

La figure 2.69 montre les différentes opérations nécessaires avant de fermer la cellule:

1. Cellule ouverte, mise en place de l'embase sur le plateau, si ce n'est pas déjà fait.
2. mise en place de la ceinture de capteurs de déplacement extérieurs en vis-à-vis des touches des capteurs du flotteur intérieur.
3. Descente du bloc moteur et montage pour permettre le centrage et éviter le risque de balancement de cet ensemble.
4. À partir de cette étape l'armoire (figure 2.24) et le PC CECF sont sous tension. On travaille sur l'écran « mode manuel ». Pour cela il faut dans l'ordre allumer :
  - l'interrupteur général de l'armoire,
  - le PC,
  - l'alimentation du conditionnement du volumètre.
 Tous les actionneurs doivent être connectés, c'est-à-dire générateurs de pression et volume, ainsi que le moteur d'application du couple.
5. Mise en contact du capteur de force avec l'embase supérieure.
6. Verrouillage du capteur de force sur le chapeau de l'éprouvette et donc de la membrane intérieure. On utilise deux consignes sur le capteur de force vertical et de couple, pour limiter le remaniement possible au moment du serrage des écrous sur les goujons.
7. Installation de l'enceinte en Plexiglas et fermeture de la cellule.
8. Connexion du générateur de pression cellulaire  $\sigma_3$ .
9. Remplissage d'huile par pompage.



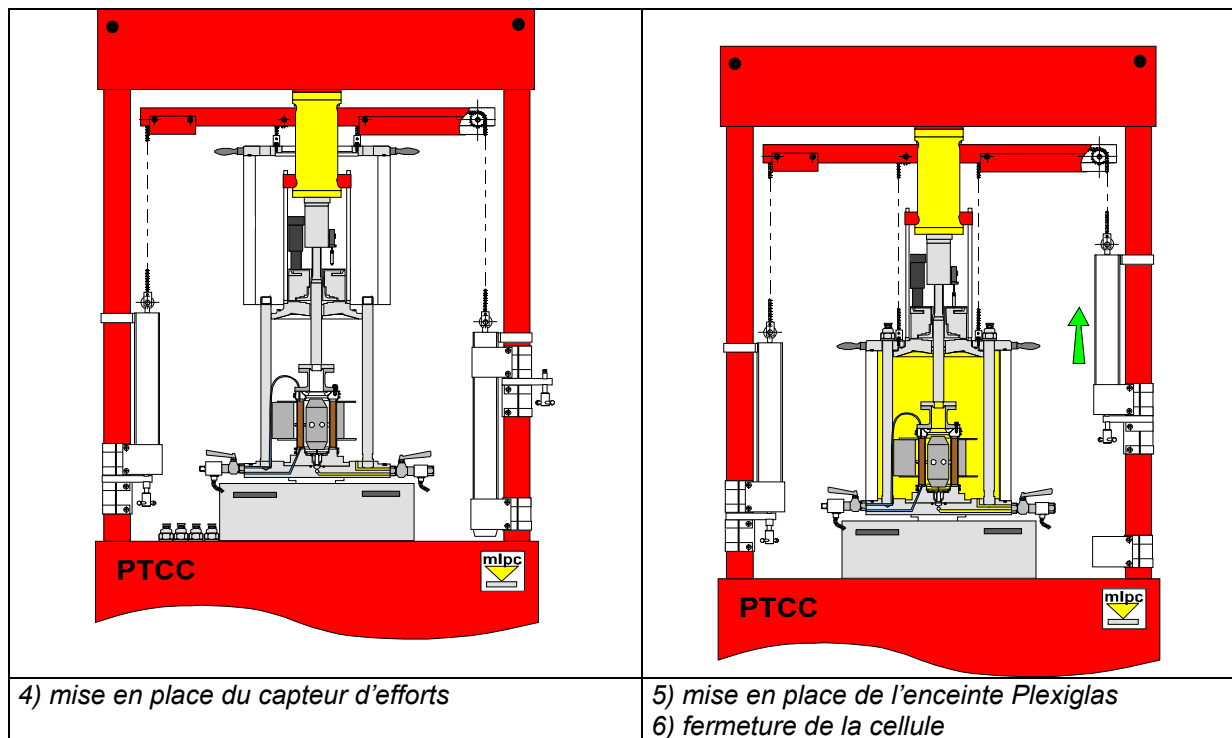


Figure 2.69 Assemblage de la cellule

## 2.5 Conclusion

L'appareillage d'essai sur éprouvette cylindrique creuse est un appareil sophistiqué destiné à la recherche sur la rhéologie des sols dans le domaine particulier de l'influence des rotations des contraintes et de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols. Dans le cadre de ce travail de thèse, nous avons participé aussi bien aux modifications mécaniques ainsi qu'au développement des logiciels, nécessaires pour la réalisation de notre plan d'expérience.

Comme ce chapitre s'est attaché à le montrer, l'appareil du LCPC a demandé de nombreux développements aux niveaux mécanique et informatique. L'ajout d'un capteur de pression interstitielle local, l'augmentation de la précision des mesures, la mise en place du montage à pressions intérieures et extérieures différentes et le développement des programmes d'asservissement et de pilotage vont sûrement améliorer la qualité des essais. Cet appareillage est à l'heure actuelle opérationnel et se place au niveau des meilleurs appareillages existants dans le monde.

Dans le chapitre qui suit, nous présenterons et nous interpréterons les essais réalisés à l'aide de cet appareil et nous étudierons sa performance et sa capacité de tester des sols naturels.

## **Chapitre 3**

### **Études expérimentales**

## **Chapitre 3. Études expérimentales**

La partie expérimentale de cette thèse a pour but d'étudier l'effet de la rotation des contraintes et de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols à l'aide de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Afin de disposer d'un portrait complet des sols étudiés, cette étude comporte également des essais de caractérisation physique ainsi que des essais à l'œdomètre et au triaxial classique. Trois types de sols argileux provenant de trois sites différents ont été testés. L'argile organique de Guiche conservée depuis plus de dix ans au LCPC a fait uniquement l'objet d'essais avec l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. La plupart des essais sur l'argile de Guiche ont servi pour la validation des programmes de pilotage de l'appareil ainsi qu'à la mise au point des procédures d'essai et de l'étalonnage exact des capteurs et des asservissements. Cependant quelques essais sont analysables et les résultats sont comparés à ceux obtenus par Khemissa (1992). Depuis fin 2001, l'argile sableuse de la Trémie Pasteur à Rouen et l'argile Oostvaardersplassen du site d'Almère en Hollande ont été testées selon différents chemins de contraintes. Les résultats des essais triaxiaux et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses sont utilisés pour étudier leurs paramètres de résistance, tracer leurs surfaces d'état limite et suivre l'effet de la rotation des contraintes et de la contrainte principale intermédiaire sur l'angle de frottement de ces sols.

Dans la première partie de ce chapitre, nous essayons d'expliquer les notions d'anisotropie, de surfaces d'état limites et d'état critique et nous détaillons par la suite quelques lois de comportement qui nous semblent capables de caractériser ces sols. Dans la deuxième partie nous abordons l'étude expérimentale en laboratoire des trois types d'argiles en question.

### **3.1 Lois de comportement**

La détermination d'une loi de comportement consiste à trouver des relations entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations correspondantes au cours d'une sollicitation donnée. En général, l'élaboration d'une loi de comportement dépend de plusieurs phénomènes liés à la nature du sol comme les caractéristiques de compressibilité, de perméabilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement. Elle s'appuie également sur les connaissances acquises en mécanique des milieux continus comme les principes de la mécanique et de la thermodynamique, l'élasticité, la plasticité, la viscosité ou leurs combinaisons (Mestat, 1993). Les lois de comportement doivent alors représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose dans les essais en place comme de laboratoire. La formulation d'une loi de comportement pour les sols naturels se heurte à d'autres difficultés comme la variabilité dans l'espace et dans le temps des propriétés géotechniques du massif de sol et les conditions aux limites de géométrie, de sollicitations et de drainage. Les grandeurs physiques que l'on va relier par une loi de comportement doivent être indépendantes du repère d'expression choisi (ou intrinsèque). C'est pourquoi elles sont représentées par des tenseurs, invariants par changement du repère d'expression (par exemple tenseur de contrainte ou de déformation). En raison de leur structure granulaire, poreuse ou polycristalline, les sols

et plus particulièrement les sols argileux naturels sont parfois difficilement assimilables à des milieux continus, homogènes et isotropes. Les lois de comportement qui les caractérisent doivent alors refléter ces hétérogénéités. Il est essentiel de notre point de vue d'évoquer en particulier le phénomène d'anisotropie et son intégration dans les lois de comportement du fait de la forte interaction entre ce phénomène et l'étude de l'effet de la rotation des contraintes sur la réponse des sols aux différentes sollicitations.

- *Etude de l'anisotropie*

Par leur mode de formation et de préconsolidation sous l'action de pesanteur et des surcharges éventuelles (vent, remblais, immeubles), les sols argileux naturels présentent divers types d'anisotropie : une anisotropie de structure due à l'orientation des particules minérales ou organiques qui en constituent le squelette solide, une anisotropie inhérente due au mode de formation des sols argileux par sédimentation et une anisotropie de propriétés mécaniques dite induite, liée à l'histoire de déformations et à la surconsolidation. Le dernier type d'anisotropie résulte d'une modification continue de la structure du matériau que les dépôts subissent sous l'action de chargements et de phénomènes physico-chimiques divers ou d'états de contraintes anisotropes qui peuvent provoquer des glissements relatifs des grains ou une rotation des axes principaux des contraintes. L'anisotropie de structure apparaît lors de la formation du matériau en raison de sa granularité et s'amplifie au cours des variations saisonnières, lesquelles entraînent la modification de ses caractéristiques physiques (teneur en eau, limites de consistance) et mécaniques (résistance, déformabilité). Quant à l'anisotropie inhérente, elle est due à la sédimentation faite par couches stratifiées horizontales qui ont subi dans le passé un même état de contrainte (figure 3.1). Compte tenu de ces conditions de formation, il est normal que les couches possèdent des propriétés équivalentes dans toutes les directions de leur plan de stratification et que ces propriétés soient distinctes des propriétés mécaniques des plans contenant l'axe de révolution perpendiculaire à ce plan d'isotropie.

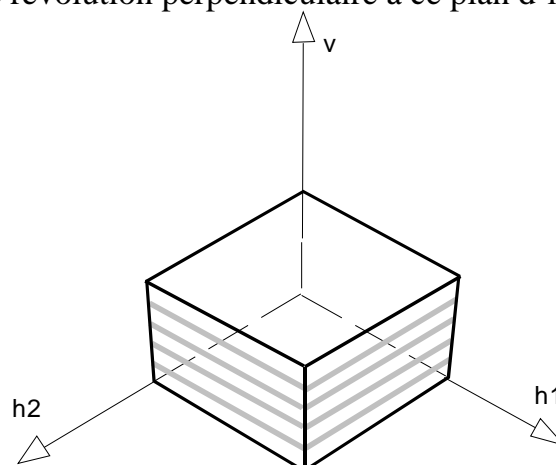


Figure 3.1 Structure anisotrope

Pour juger l'influence de l'anisotropie, plusieurs études expérimentales sur différents types de sol ont été menées avec des appareils véritablement triaxiaux, en déformations planes grâce à l'appareil de cisaillement directionnel ou à l'aide de l'appareil triaxial sur éprouvettes cylindriques creuses. Un moyen classique de l'étude de l'effet de l'anisotropie de structure des argiles, induite par la condition  $K_0$ , consiste à utiliser des échantillons découpés, à partir d'un bloc d'argile consolidée, selon différentes inclinaisons  $\theta$ . Cet angle représente l'orientation de l'axe de symétrie de l'échantillon par rapport à l'axe de consolidation. La procédure d'essais à l'appareil triaxial est illustrée dans la figure 3.2. Boehler (1975) a pratiqué cette démarche sans application de pression de confinement à l'échantillon. La figure 3.3 expose un résultat type de ses essais. Un comportement anisotrope de matériau a été constaté. On remarque aussi que la résistance en compression simple et le module élastique ne varie pas dans le même sens lorsque  $\theta$  croît de 0 à 90°. Duncan et Seed (1966) se sont intéressés aussi à l'étude de l'anisotropie inhérente en effectuant des essais non drainés sur des argiles normalement et surconsolidées. La figure 3.4 résume leur travail d'étude de l'évolution de la résistance des échantillons avec l'angle d'inclinaison  $\theta$ .

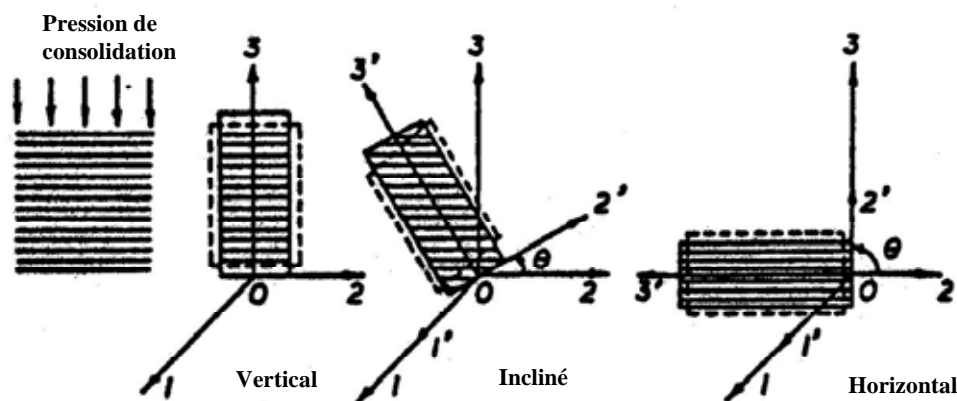


Figure 3.2 Echantillon anisotrope incliné sur la presse triaxiale

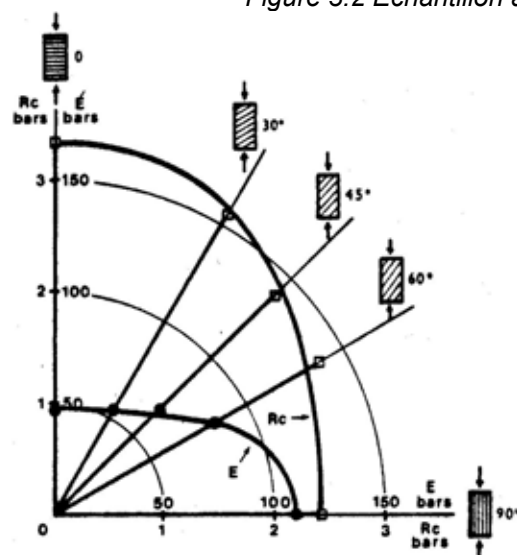


Figure 3.3 Anisotropie des modules élastiques et des résistances en compression simple (Boehler, 1975)

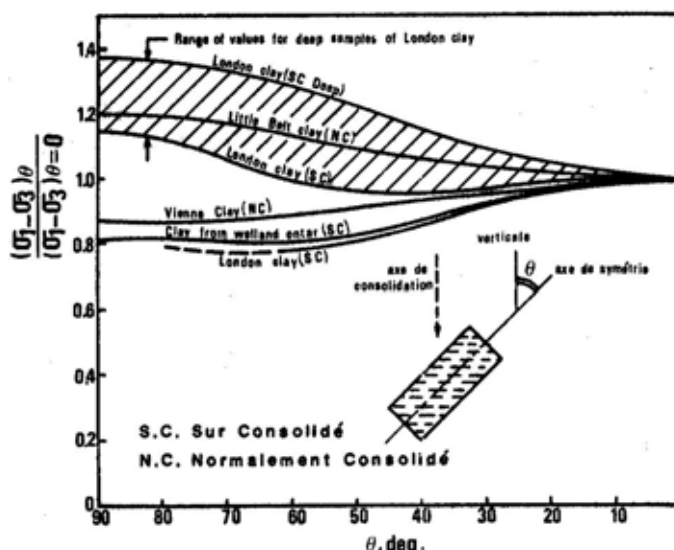


Figure 3.4 Résistance des échantillons inclinés pour des matériaux différents (Duncan et Seed, 1966)

Des études similaires ont été menées par Lo et Morin (1972) et Yong et Silvestri (1979) sur des argiles sensibles. De même, l'anisotropie des sols argileux naturels a été étudiée au triaxial (Magnan *et al.*, 1982 ; Meftah et Magnan, 1988 ; Piyal et Magnan, 1984) et en déformation plane (Vaid et Campanella, 1974).

De nombreux auteurs japonais ont étudié l'influence de l'anisotropie sur des sables à grains allongés testés selon différentes orientations par rapport à la direction de remplissage. Ils ont utilisé pour cela, par exemple, de vrais triaxiaux à parois souples (Yamada et Ishihara, 1979 ; Ochiai et Lade, 1983).

Biarez (1962) a réalisé quelques essais dans le but d'étudier l'influence de l'anisotropie initiale et de l'anisotropie induite, sur le comportement du sol. Des essais sur un sable, en compression sous un tenseur de contrainte isotrope, permettent de mettre en évidence l'anisotropie initiale. Le comportement du sable après la création d'une anisotropie induite par une déformation irréversible de 1,5% provoquée par l'application d'un déviateur, avec la contrainte principale majeure orientée sur l'axe orthogonal à l'axe de remplissage, montre clairement le rôle de l'écrouissage en densité. En effet, lorsqu'un tenseur de contrainte isotrope est appliqué à nouveau, on constate un changement important dans la déformation antérieure. Cependant les incréments de déformation commencent à devenir sensiblement au 3<sup>ème</sup> cycle de contrainte isotrope.

Ainsi, de nombreux chercheurs ont tenté d'introduire l'anisotropie des sols dans les modèles rhéologiques pour le calcul des ouvrages et pour la caractérisation de l'évolution de leur comportement en fonction de l'orientation des contraintes principales ou du plan de rupture.

Cette démarche a également été effectuée pour les phénomènes cités précédemment : la compressibilité, la perméabilité, l'effet du temps...

Ces chercheurs se sont heurtés, jusqu'à présent, à deux difficultés opposées qui font que ou bien les modèles de comportement adoptés sont relativement simples, mais font intervenir des paramètres arbitraires ou bien ils sont physiquement acceptables mais nécessitent un assez grand nombre de paramètres difficiles à mesurer.

Parmi les types de comportement qui peuvent caractériser la réponse du sol aux différentes sollicitations mécaniques, nous détaillons les comportements élastique et élastoplastique que nous avons mis en œuvre dans le cadre de ce travail. Les autres types de comportement qui ont des applications importantes pour certains ouvrages ne sont pas traités ici.

### ***3.1.1 Comportement élastique***

Dans le cadre du comportement élastique, les déformations peuvent être considérées comme réversibles au cours des premiers instants de chargement du sol. Lorsqu'un déchargement est ensuite effectué, le comportement du matériau est élastique ; en première approximation, cette élasticité peut être supposée linéaire, ce qui signifie que les déformations restent proportionnelles aux contraintes. Si de plus, le matériau est



isotrope, il suffit de deux constantes mécaniques pour caractériser le comportement, le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

Si nous considérons que l'éprouvette a un comportement élastique linéaire isotrope, le comportement du matériau serait indépendant de la direction de sollicitation ; seules deux constantes indépendantes subsistent dans l'écriture de la loi :

$$\sigma_{ij} = \lambda \left( \sum_K \varepsilon_{KK} \right) \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (3.1)$$

Où  $\lambda$  et  $\mu$  sont les coefficients de Lamé et  $\delta_{ij}$  le tenseur de Kronecker.

Toutefois, comme on vient de le décrire précédemment des études expérimentales ont montré que le comportement d'un sol fin tel que l'argile naturelle non remaniée peut être assimilable à celui d'un matériau élastique orthotrope de révolution (Magnan *et al.*, 1982).

Les déformations du sol à l'intérieur de la surface d'état limite sont alors liées aux contraintes par la matrice d'élasticité  $E'$ , qui vérifie la relation  $\sigma' = E' \cdot \varepsilon$  et qui, dans le cas de l'élasticité orthotrope devient :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \sigma'_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c.(1-n.\nu'^2_{vh}) & c.(\nu'_{hh}+n.\nu'^2_{vh}) & c.(1+\nu'_{hh}).\nu'_{vh} & 0 & 0 & 0 \\ c.(\nu'_{hh}+n.\nu'^2_{vh}) & c.(1-n.\nu'^2_{vh}) & c.(1+\nu'_{hh}).\nu'_{vh} & 0 & 0 & 0 \\ c.(1+\nu'_{hh}).\nu'_{vh} & c.(1+\nu'_{hh}).\nu'_{vh} & c.(1-n.\nu'^2_{vh})/n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E'_h}{2.(1+\nu'_{hh})} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

avec pour notation  $E'_v$ ,  $E'_h$  modules de Young dans les directions verticale et horizontale, et :

$$n = \frac{E'_h}{E'_v} \quad (3.3)$$

$G'_{vh}$  module de cisaillement vertical et horizontal

$\nu'_{vh}$ ,  $\nu'_{hh}$  coefficients de Poisson

$$c = \frac{n.E'_v}{(1+\nu'_{hh}).(1-\nu'_{hh}-2.n.\nu'^2_{hh})} \quad (3.4)$$

Pour définir la loi de comportement d'un sol naturel anisotrope, il est donc nécessaire d'identifier cinq paramètres en plus de l'état initial à partir des résultats d'essais.

### 3.1.2 Comportement élastoplastique

Les études phénoménologiques ont montré qu'il est possible d'assimiler le comportement des sols à celui des matériaux élastoplastiques écrouissables. Le schéma élastoplastique classique, qui a pour origine la nécessité de décrire l'apparition de

déformations permanentes ou irréversibles, s'appuie sur deux concepts fondamentaux: le critère de plasticité et la loi d'écoulement plastique. Le critère de plasticité exprime la notion de seuil de plasticité (ou limite d'élasticité) mise en évidence expérimentalement en sollicitation uniaxiale (Coulomb, 1776 ; Tresca, 1864 ; Von-Mises, 1913 ; etc.). Quant à la loi d'écoulement plastique, elle définit dans le cas de sollicitations multiaxiales la façon dont évolue l'incrément de déformation plastique, c'est-à-dire qu'elle précise la direction de l'écoulement plastique. L'état d'écrouissage est représenté par une variable  $k$ .

La théorie de plasticité incrémentale, dont le champ d'application n'est pas restreint par la nature des sollicitations et qui présente l'avantage de se prêter à une programmation numérique en éléments finis, est appliquée aux sols. Elle repose sur les éléments suivants :

-dans le cas des sols, les contraintes peuvent être effectives ou totales, représentant ainsi les réponses drainées et non drainées. Les incréments de contraintes et de déformations correspondant à l'un ou l'autre des deux états peuvent être reliés par les expressions suivantes:

$$d\sigma_{ij} = c_{ijkl}d\varepsilon_{kl} \text{ et } d\varepsilon_{ij} = d_{ijkl}d\sigma_{kl} \quad (3.5)$$

dans lesquelles  $[c_{ijkl}]$  et  $[d_{ijkl}]$  désignent les tenseurs de rigidité et de souplesse, lesquelles dépendent de l'histoire des contraintes et déformations;

-dans l'hypothèse des petites perturbations, l'incrément de déformation  $d\varepsilon_{ij}$  est décomposé en une partie élastique  $d\varepsilon_{ij}^e$  et une partie plastique  $d\varepsilon_{ij}^p$  :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.6)$$

-il existe une surface de charge, ou surface d'état limite, représentant dans l'espace des contraintes principales la limite des états de contraintes que l'on peut atteindre à partir de l'état actuel des contraintes sans que se produisent de déformations plastiques. Cette surface est caractérisée par une fonction de charge, qui constitue le critère de plasticité. Le critère de plasticité définit le domaine à l'intérieur duquel les déformations sont réversibles par l'inégalité :

$$f(\sigma_{ij}, k) \leq 0 \quad (3.7)$$

dans laquelle  $k$  désigne un paramètre d'écrouissage qui reflète l'histoire de la déformation plastique. Dans le cas où

$$f(\sigma_{ij}, k) = 0 \text{ et } df_k = \frac{\partial f(\sigma_{kl}, k)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (3.8)$$

il se produit des déformations plastiques ( $d\varepsilon_{ij}^p \neq 0$ ),  
tandis que si

$$f(\sigma_{ij}, k) = 0 \text{ et } df_k = \frac{\partial f(\sigma_{kl}, k)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \leq 0 \quad (3.9)$$

les déformations restent élastiques ( $d\varepsilon_{ij}^p=0$ ) ;  
 $f(\sigma_{ij}, k) > 0$  correspond à l'extérieur du domaine (Halphen et Salençon, 1980).

### 3.1.2.1 Etat limite des sols

#### a- Etat limite des sols dans l'espace ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ )

Dans l'espace des contraintes, le domaine de comportement élastique du milieu est limité par une surface  $D$  (correspondant au seuil de plasticité du cas unidimensionnel) définie par  $f(\sigma)=0, \forall \sigma \in D$ . Cette relation, qui exprime un critère de plasticité, doit être vérifiée indépendamment du repère choisi. Elle ne peut donc dépendre que des seuls invariants du tenseur des contraintes.

En particulier, la frontière du domaine d'élasticité peut être exprimée dans l'espace  $R^3$  des seules contraintes principales. Dans l'hypothèse d'un matériau isotrope, le graphe de  $f(\sigma)$  admet dans cet espace les trois plans bissecteurs comme plans de symétrie, et donc l'axe (1,1,1) ou trissectrice comme axe de symétrie ternaire. De même, le graphe de  $f(\sigma)$  dans le plan du déviateur (plan orthogonal à la trissectrice des axes à l'origine) admet comme axes de symétrie les projections des axes du repère dans ce même plan. Enfin, la trace de  $f(\sigma)$  dans chacun des trois plans du repère admet pour axe de symétrie la bissectrice des deux axes contenus dans ce plan.

Les travaux de l'université de Cambridge (Roscoe *et al.*, 1958) et de l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1979) ont permis de préciser la forme de la surface de charge ou Courbe d'Etat Limite dans le plan ( $p', q$ ).

#### b- Courbe d'Etat Limite dans l'espace ( $e, p', q$ )

L'analyse du comportement d'une argile dans l'espace ( $e, p', q$ ) à l'aide d'essais drainés ou non drainés montre que les chemins d'état forment une surface appelée Surface d'Etat Limite.

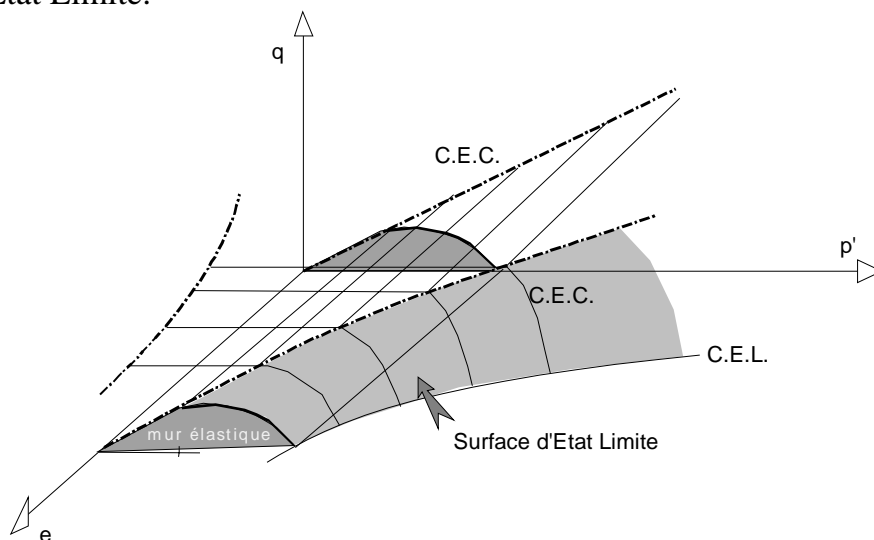


Figure 3.5 Surface d'état limite

La Courbe d'Etat Critique (CEC) donne le bord supérieur de la Surface d'Etat Limite. Sur cette courbe, les échantillons ont un comportement de type stable, c'est-à-dire que quelle que soit l'augmentation de la déformation, l'état  $(e, p', q)$  n'est pas modifié. Ce seuil est matérialisé dans le plan  $(p', q)$ , par la Courbe d'Etat Limite qui a pour fonction  $f(p', q) = 0$

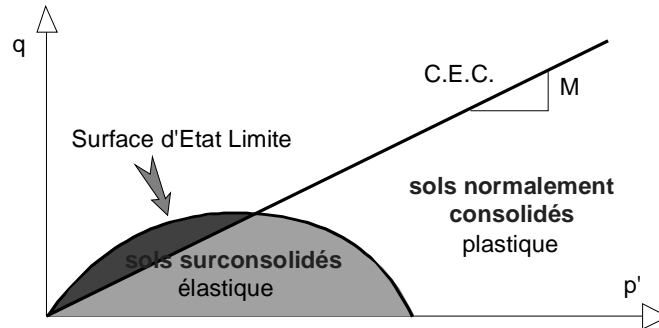


Figure 3.6 Projection dans le plan  $(p', q)$

A l'intérieur de la Surface d'Etat Limite, les échantillons présentent un comportement surconsolidé et les résultats placés à l'extérieur de cette courbe proviennent d'échantillons normalement consolidés (figure 3.6). Les matériaux se trouvant à l'intérieur de la surface d'état limite mais au dessus de la courbe d'état critique C.E.C. sont dans un état instable.

Parmi les lois de comportement, nous allons aborder rapidement le critère de Mohr-Coulomb et les lois Cam-Clay modifiée et Mélanie. Il en existe bien évidemment beaucoup d'autres, mais celles-ci nous intéressent plus particulièrement car l'identification de leurs paramètres est simple et ces modèles ont déjà été utilisés et calés sur les ouvrages que nous allons étudier par la suite.

### 3.1.2.2 Critère de Mohr-Coulomb

Il s'agit d'un critère d'expression simple, bien adapté aux matériaux de type sol « frottants » et « cohérents ». Dans le plan de Mohr, il s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (3.10)$$

$c$  désignant la cohésion et  $\varphi$  l'angle de frottement interne du matériau.

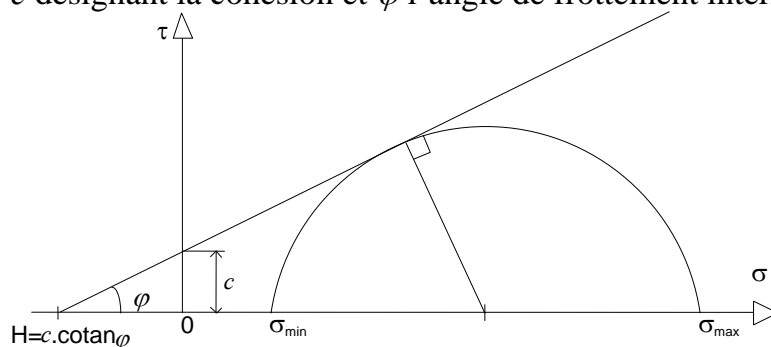


Figure 3.7 Courbe intrinsèque du critère de Coulomb

Ce critère exprime en fait une relation entre le rayon et l'abscisse du centre du cercle de Mohr : les cercles de Mohr limites admettent donc une enveloppe appelée « courbe intrinsèque » (figure 3.7).

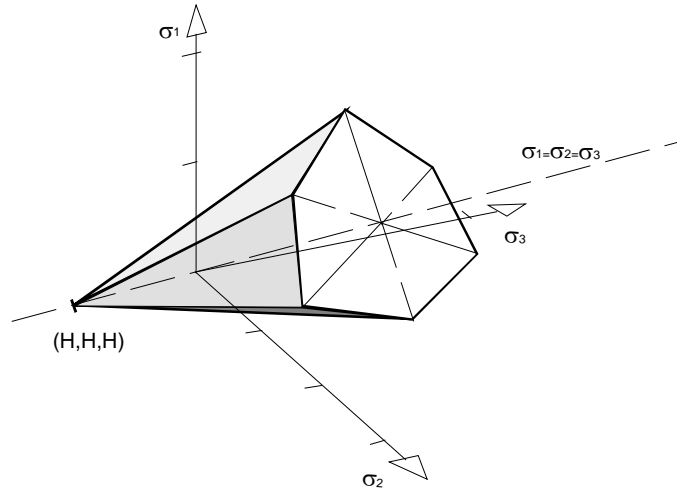


Figure 3.8 Critère de Coulomb dans l'espace des contraintes principales

Dans l'espace des contraintes principales, il s'écrit :

$$f(\sigma) = \sup_{i \neq j} \{ \sigma_i \cdot (1 - \sin \varphi) - \sigma_j \cdot (1 + \sin \varphi) - 2 \cdot c \cdot \cos \varphi \} = 0 \quad \text{avec } \sigma_i \geq \sigma_j \quad (3.11)$$

C'est une pyramide hexagonale non régulière, symétrique par rapport aux trois plans bissecteurs. Cette surface présente donc des points singuliers sur les arêtes (figure 3.8).

- *Existence d'un « cap »*

La surface de charge est fermée par une seconde surface appelée « cap » ou surface de fermeture, incluant l'axe des compressions isotropes, de façon à générer des déformations plastiques lors d'une compression isotrope (Drucker, Gibson et Henkel, 1957 ; Chen *et al.*, 1985).

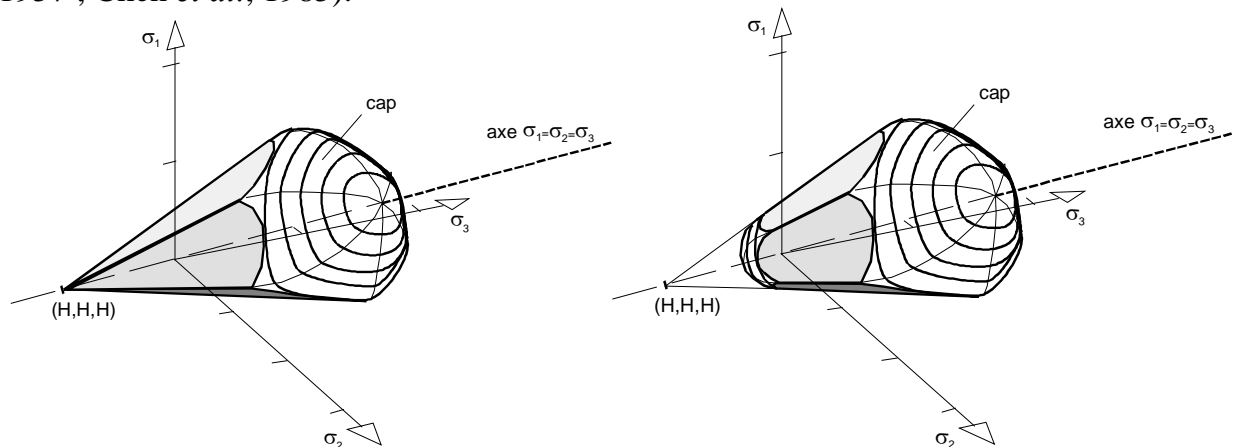


Figure 3.9 Surface avec un cap et surface avec deux caps

Le cap se déplace le long de cet axe lors de l'écroutissage (Loret, 1987b). La déformation plastique volumique est utilisée souvent pour piloter le mouvement du cap, selon des lois empiriques.

Certains auteurs proposent l'existence d'un deuxième cap destiné à limiter la résistance en extension hydrostatique (Breinlinger et Schad, 1990). Cette notion est

intéressante mais ne peut pas faire l'objet d'investigations du fait de la limitation des appareillages.

Il est commode d'utiliser les invariants de contraintes pression moyenne  $p$ , déviateur des contraintes  $q$  et angle de Lode  $\theta$ , triplet qui est plus simple à visualiser dans l'espace des contraintes principales.

La représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan  $(p', q)$ , revient à tracer deux lignes (représentées en trait discontinu sur la figure 3.10, qui indiquent les lieux où la surface de plasticité est atteinte en compression (C) et en extension (E). Si de plus, on veut représenter l'espace des contraintes principales, il convient de multiplier par un facteur  $\sqrt{3}$  et  $\sqrt{2}/3$  les axes  $p'$  et  $q$  respectivement.

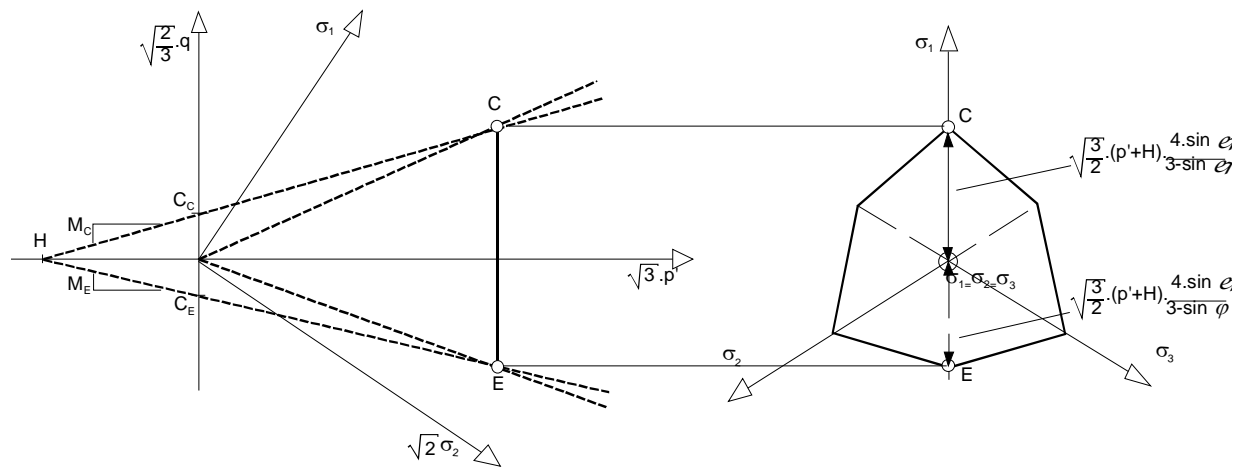


Figure 3.10 Critère de Coulomb dans l'espace des contraintes principales

Une section de CE normale à la trissectrice est figurée dans l'espace des contraintes octaédriques (Schofield et Wroth, 1968).

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans le plan  $(p', q)$  consiste en deux droites d'équation

$$q = M.p' + C$$

de coefficients (Bescond et Serratrice, 1986) :

$$\text{en compression } M_C = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \text{ et } C_C = \frac{6 \cdot \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \cdot c, \quad (3.12)$$

$$\text{en extension } M_E = -\frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \text{ et } C_E = -\frac{6 \cdot \cos \varphi}{3 + \sin \varphi} \cdot c. \quad (3.13)$$

Il est donc possible de représenter dans le plan  $(\sqrt{3}p', \sqrt{2}/3 q)$ , la surface de charge avec son cap. Nous avons représenté également sur la figure 3.11, en trait discontinu, le deuxième cap proposé par certains auteurs (Breinlinger *et al.*, 1990).

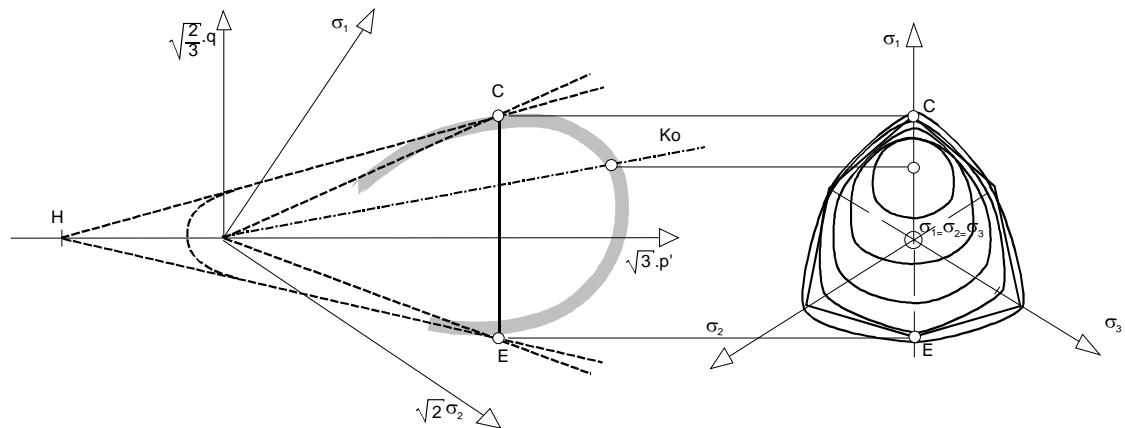


Figure 3.11 Surface de charge dans l'espace des contraintes principales

### 3.1.2.3 Critère de Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay original (Roscoe *et al.*, 1958) et ses versions ultérieures ont été élaborés pour caractériser le comportement élasto-plastique avec écrouissage isotrope des sols argileux, isotropes et non visqueux (argiles reconstituées en laboratoire). Tout comme la version originale, les versions modifiée et révisée-modifiée de ce modèle reposent sur les concepts d'état limite et d'état critique et dans lesquels l'évolution des déformations est analysée en termes de transfert d'énergie dont la dissipation se fait par frottement, lesquelles déformations se composent de déformations volumiques réversibles et irréversibles et de déformations de cisaillement irréversibles. Les travaux de l'université de Cambridge (Roscoe *et al.*, 1958) et de l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1979) ont permis de préciser la forme de la surface de charge ou Courbe d'Etat Limite dans le plan  $(p', q)$ . L'équation de la surface de charge pour le

modèle Cam-Clay modifié est :  $p \cdot \left( \frac{q^2}{M^2 \cdot p^2} + 1 \right) = p_0$ . (3.14)

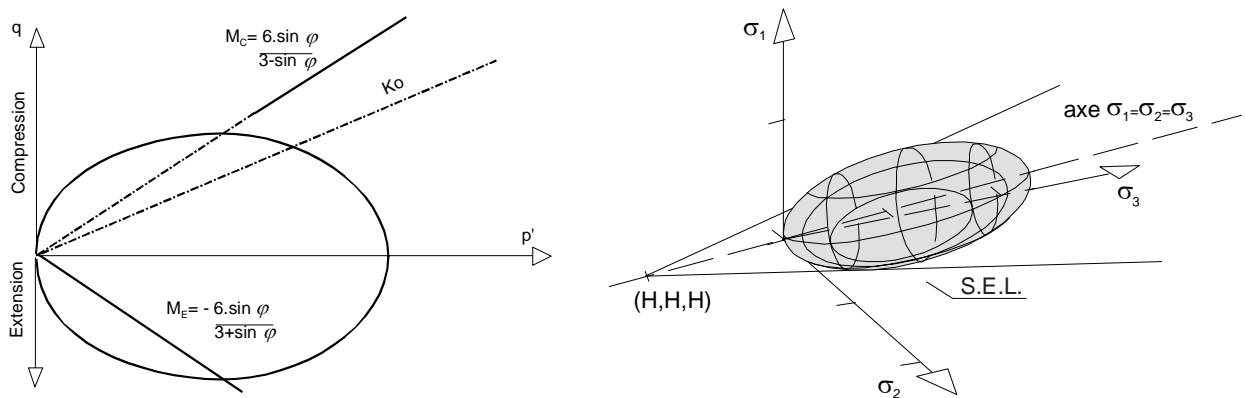


Figure 3.12 Modèle Cam Clay dans le plan  $p', q$  et dans l'espace des contraintes principales

La forme d'enveloppe d'état limite de la loi Cam-Clay modifiée est adaptée aux sols remaniés sous consolidation isotrope. L'axe de symétrie de l'ellipse se trouve sur l'axe  $p'$  (Shahanguian, 1981). La méthode de détermination des paramètres du modèle Cam Clay modifié est détaillée dans le chapitre 4.

### 3.1.2.4 Modèle Mélanie

Le modèle MELANIE (Modèle ELastoplastique ANIsotrope avec Ecouissage) inspiré des travaux de Tavenas et Leroueil (1977, 1979) à l'Université de Québec et développé au LCPC (Mouratidis et Magnan, 1983), constitue une évolution des modèles Cam-Clay mais il est plus adapté aux sols anisotropes et plus spécifiquement aux sols naturels. Il a été construit sur la base d'un grand nombre d'études numériques et expérimentales dans le but de disposer d'un outil capable de décrire le comportement des argiles molles naturelles, considérées comme des matériaux élastoplastiques, anisotropes, écouissables et sensibles au fluage. L'originalité du modèle Mélanie par rapport au modèle Cam-Clay modifié réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Ce modèle permet donc de suivre le phénomène de la rotation des contraintes principales du fait qu'il prend en compte les différents paramètres horizontaux et verticaux.

Les études expérimentales réalisées en laboratoire ont montré que la surface d'état limite a une forme elliptique (figure 3.13) qui passe par l'origine des coordonnées et qui a un axe de symétrie confondu avec l'axe  $K_0$  (Travenas et Leroueil, 1979, Magnan et al., 1982).

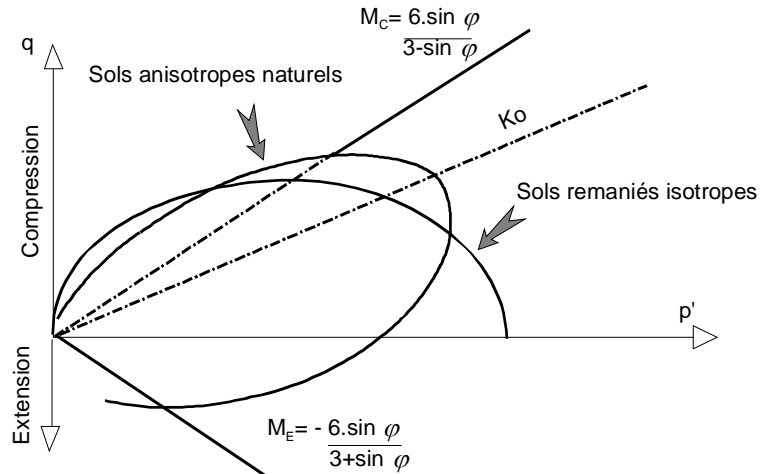


Figure 3.13 Comparaison des surfaces d'état limite Cam-Clay modifiée et Mélanie

La projection sur le plan  $(p', q)$  de la surface de charge est dans le cas du modèle MELANIE, une ellipse d'équation (Kattan, 1990) :

$$A^2 \left[ p' \cos \theta + \frac{q}{2} \left( \sin \theta + \frac{\cos \theta}{3} \right) - \frac{p_p'}{A.C} \right]^2 + B^2 \left[ \frac{q}{2} \left( \cos \theta - \frac{\sin \theta}{3} \right) - p' \sin \theta \right]^2 - \frac{p_p'^2}{C^2} = 0. \quad (3.15)$$

avec :  $A = 2.(\sin \theta + \cos \theta)$ ,

$$B = \frac{A^2 \cos \theta}{C \sin^2 \theta} \left( \frac{2}{A} - C \cos \theta \right),$$

$C = 0,6$ .

Avec dans les équations précédentes, les notations suivantes :



$\theta = \arctan\left(\frac{1-K_o}{1+K_o}\right)$  angle entre l'axe horizontal  $Op'$  et l'axe principal de l'ellipse,

$p', q$  contrainte moyenne et contrainte déviatorique,

$p_p'$  pression de préconsolidation,

$K_o$  désignant le coefficient de pression des terres au repos.

Le modèle MELANIE utilise une loi associée (vecteur incrément de déformation plastique de même direction que la normale à la courbe d'état limite) ou une loi non associée dans laquelle la déformation plastique se produit suivant la bissectrice de l'angle formé par la normale à la surface et par la droite joignant l'origine des coordonnées au point considéré sur la surface d'état limite (figure 3.14).

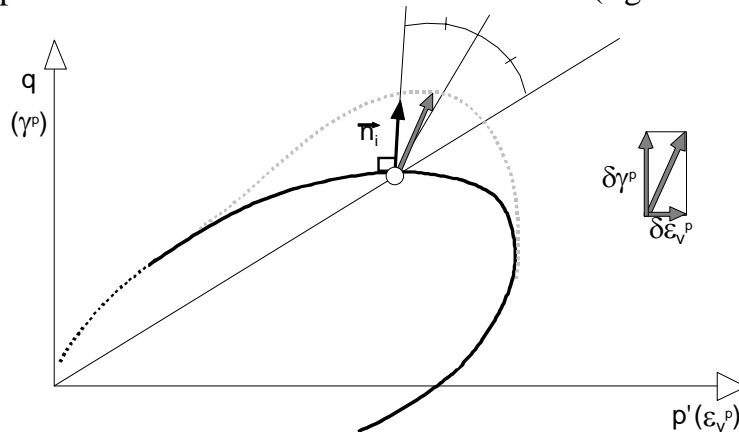


Figure 3.14 Déformations du sol sur la Courbe d'Etat Limite

Par conséquent, l'expression de la loi théorique d'écoulement est :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda \cdot G_{\sigma} \quad (3.16)$$

où  $d\lambda$  est le multiplicateur de plasticité et  $G_{\sigma}$  est le vecteur unitaire défini par :

$$G_{\sigma} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}}{\left\| \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right\|} + \eta \cdot \frac{r_i}{\|r_i\|} \quad (3.17)$$

La méthode de détermination des paramètres de la loi Mélanie est détaillée dans le chapitre 4.

### 3.1.3 Prise en compte de la rotation des contraintes

L'analyse de la variation de l'angle de frottement interne  $\phi$  ou la pente de la courbe d'état critique  $M$  avec la rotation des contraintes principales nous permet de définir une nouvelle surface d'état limite dans l'espace  $(p, q, \alpha)$ .

En effet, l'introduction des relations entre  $M$  et  $\alpha$  obtenues à partir des essais triaxiaux et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses dans les équations des critères de rupture définies dans les paragraphes précédents permet de lier la forme de la surface de charge à l'angle de rotation des contraintes principales.

La variation de la pente de la droite d'état critique de  $M_C$  en compression à  $M_E$  en extension (figure 3.15) ainsi que de la forme de la surface de charge en fonction de la rotation des contraintes est définie à partir de la courbe expérimentale obtenue pour le sol étudié. Cette courbe possédant généralement une concavité unique (voir paragraphe 1.3.7.4.9) elle pourra être assimilée en première approximation à un polynôme d'ordre deux dont les coefficients sont obtenus par régression. La variation de la pente de la droite d'état critique entraîne que la surface de charge n'est plus un ellipsoïde de section circulaire dans le plan déviatorique.

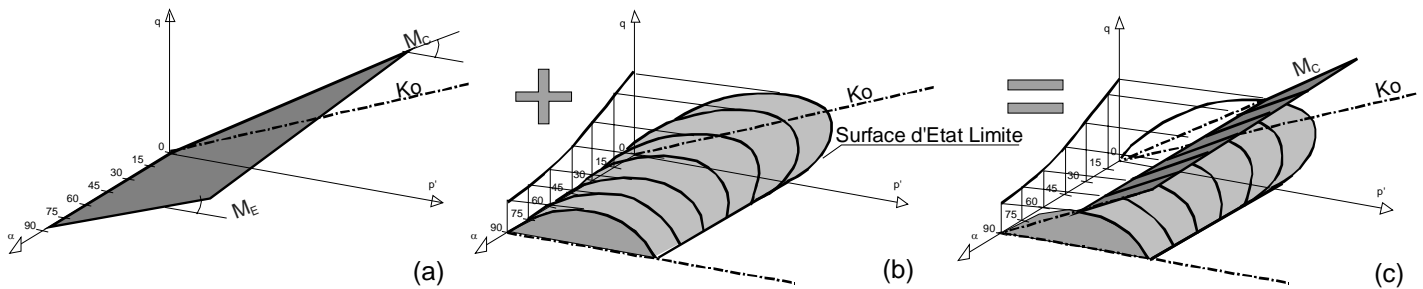


Figure 3.15 Surface d'état limite dans l'espace ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ )

Sur la figure 3.15 nous montrons le critère basé sur le modèle Cam-Clay modifié et dont la forme est liée à l'angle de rotation des contraintes principales. Cette Surface d'État Limite est décrite dans la bibliographie par Zdravkovic et Jardine (2000), Zdravkovic (1996) et Zdravkovic *et al.* (1999), Hight *et al.* (1987), Symes *et al.* (1984) et Symes (1983).

### 3.1.4 Synthèse

L'utilisation des modèles rhéologiques présentés nécessite pour déterminer leurs paramètres de rupture et de déformabilité de mettre en œuvre une méthodologie expérimentale adaptée aux chemins accessibles par les différents appareils utilisés.

#### 3.1.4.1 Détermination de la Courbe d'Etat Limite

Les deux méthodes qui sont utilisées pour déterminer la Courbe d'Etat Limite avec l'appareil triaxial consistent à utiliser soit des chemins divergents qui irradiant autour d'un point considéré comme l'état de contrainte en place (Crooks et Graham, 1976), soit une combinaison de chemins de type divergents et parallèles à partir d'un état de contrainte nulle (Tavenas et Leroueil, 1979).

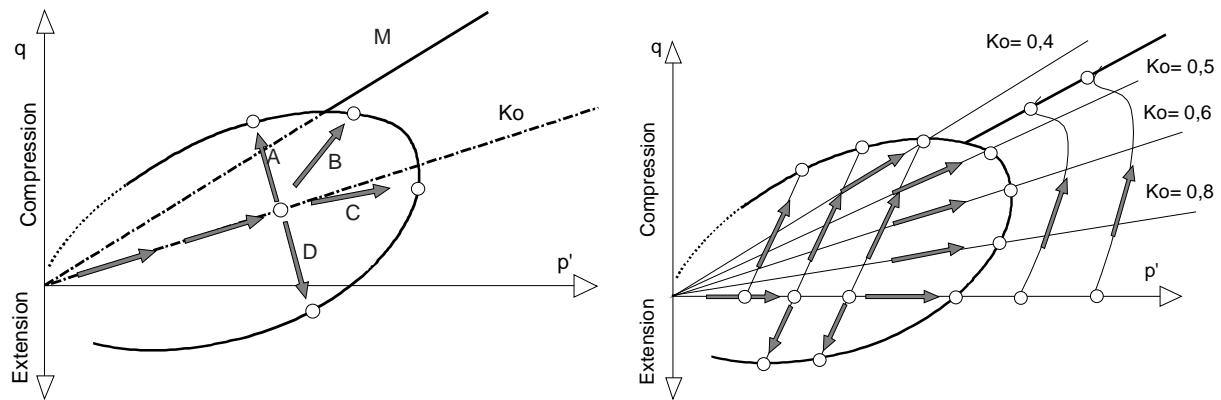


Figure 3.16 Méthodes d'obtention de la Courbe d'Etat Limite

La première méthode a l'avantage de reproduire des chemins physiques que l'on peut identifier à des comportements présents au sein des ouvrages en terre (A : est l'évolution des contraintes lors d'une excavation ou sur une surface de rupture régressive ; B correspond à l'évolution des contraintes sous un remblai ou une fondation filante ; C donne l'état de contrainte au centre du remblai ; D représente l'état de contrainte hors de la zone du remblai ou de la fondation), alors que la deuxième méthode a l'avantage d'être plus systématique et plus facilement programmable.

### • Les différentes méthodes

Si on détaille cette dernière méthode, il s'agit après détermination de la contrainte de préconsolidation (à l'aide d'essais oedométriques) de faire plusieurs séries d'essais :

- une série d'essais de compression CID et de striction EID réalisés à partir d'un état de contrainte isotrope à des valeurs de 0,1 ; 0,25 ; 0,35 et 0,5 fois  $p'_p$  pression de préconsolidation du sol. Les chemins de contraintes ont une pente de 3 : 1 dans le plan  $(p', q)$  pour le triaxial de révolution drainé (figure 3.17-a) ;
- une série de consolidations anisotropes CAD à partir d'un état de contrainte nulle (figure 3.17-b) ;
- une série d'essais de cisaillement CIU+u consolidé sous des pressions isotropes supérieures à  $\sigma'_{vo}$  pour déterminer la droite de rupture (angle de frottement interne  $\varphi'$ ) (figure 3.17-c).

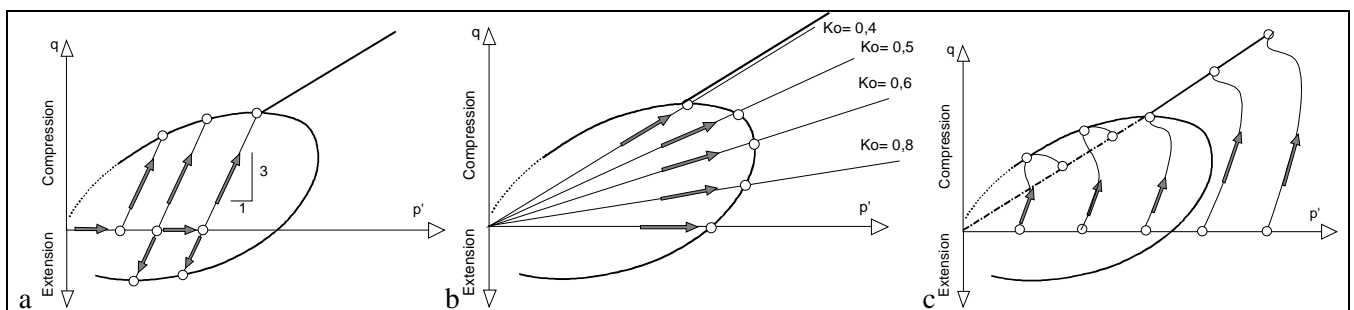


Figure 3.17 Les différentes séries d'essais

Cette méthode a été utilisée pour déterminer la Courbe d'Etat Limite des argiles naturelles de certains sites expérimentaux du réseau des LPC (Magnan *et al.*, 1982).

### 3.1.4.2 Détermination des chemins de contraintes imposés

La détermination de l'influence de la rotation des contraintes sur le comportement du sol passe d'abord par l'élaboration d'un programme d'essais avec une diversité de chemins de contraintes imposés (figure 3.18).

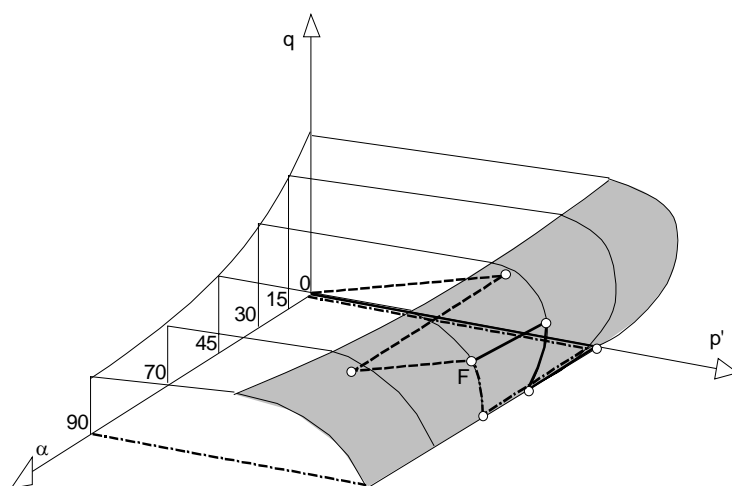


Figure 3.18 Chemins de contrainte dans l'espace ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ )

La figure 3.19 résume les chemins types imposés dans l'espace constitué par le plan des contraintes octaédriques complété par l'axe de la rotation des contraintes. Le premier graphique correspond à un chemin où le déviateur est augmenté à partir d'une valeur de la pression moyenne par une vitesse de déformation fixe. Ensuite, la torsion est appliquée jusqu'à rupture pour les premiers essais puis par la suite il a été possible avant d'atteindre la rupture en torsion de continuer à accroître le déviateur pour une torsion maintenue.

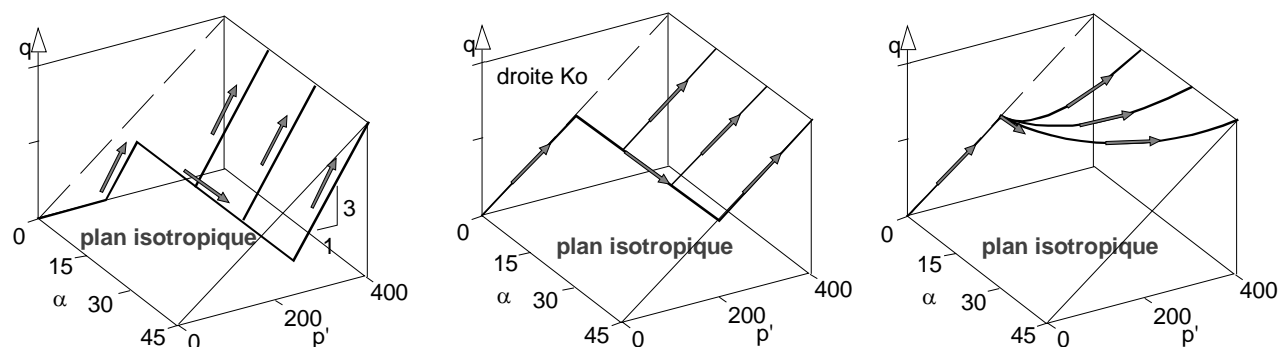


Figure 3.19 Chemins des contraintes

Les études menées à l'Impérial College se sont intéressées à des chemins plus proches de la réalité où l'augmentation du déviateur est liée à l'augmentation de la pression moyenne par le coefficient de poussée des terres au repos. Ceci afin de s'approcher du phénomène de la consolidation que l'on constate *in situ*. On notera que dans la nature, par exemple lors de l'érosion d'une pente ou lors de la construction d'un ouvrage, la rotation des contraintes est concomitante avec l'augmentation du déviateur. C'est pourquoi le troisième type de chemin semble plus justifié. Cependant le manque de données *in situ* sur cette simultanéité ne permet pas de définir exactement ce chemin

type. Les chemins de type cyclique tentant de simuler les séismes ou l'effet de la houle consiste à effectuer des aller-retours sur ce dernier chemin.

### 3.1.4.3 Déformabilité des sols naturels

La variation de la déformabilité des sols avec le niveau de déformation est un phénomène important qui doit être pris en compte. Cette variation est visible par la dégradation du module sécant en fonction de l'accroissement de la déformation. Ceci a été déterminé expérimentalement (Jardine *et al.*, 1991 ; Zdravkovic, 1996) et développé numériquement (Mróz *et al.*, 1979 ; Mróz *et al.*, 1981 ; Breinlinger et Schad, 1990). Il est cependant difficile de juger comment le comportement du sol *in situ* et plus particulièrement les modules, déterminés en laboratoire sur des sols remaniés, sont affectés par la lithologie, les contraintes initiales et le chargement appliqué. L'évolution de la déformabilité permet de définir trois zones dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).

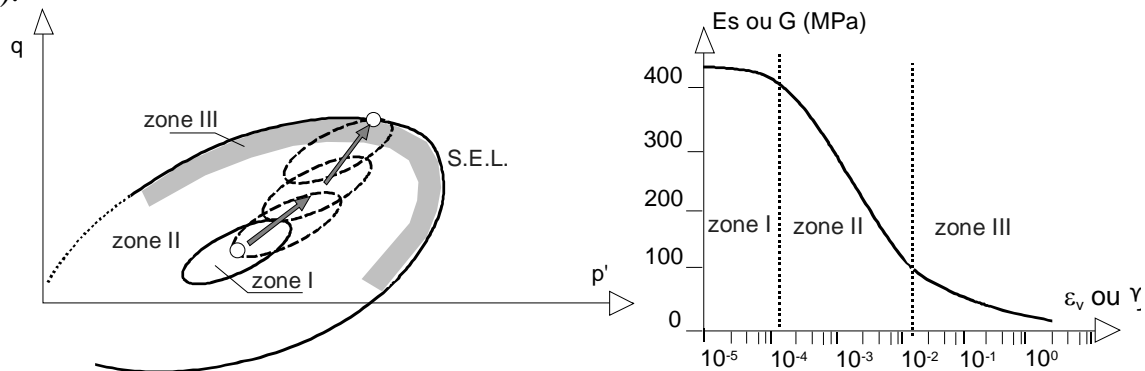


Figure 3.20 Définition des zones dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

#### La zone I est le noyau élastique

C'est la région du véritable comportement élastique linéaire. Sa taille est difficile à déterminer pour la plupart des sols (figure 3.20). Elle est probablement de l'ordre de  $\varepsilon = 10^{-5}$ . La zone I est de nature cinématique. Une fois sa surface atteinte, elle suit l'état de contrainte lorsqu'il se déplace dans l'espace des contraintes. Les essais avec une colonne résonante montrent que ce comportement est sans doute anisotrope (Jardine, 1985). Il faut être prudent car l'anisotropie peut masquer une non-linéarité sous-jacente.

La zone II est la zone de déformations réversibles délimitée par la Surface d'Etat Limite. Dans cette région, la relation contrainte-déformation est non linéaire et hystérétique ; mais les cycles complets de chargement-déchargement montrent une complète réversibilité.

La zone III est la zone de non-réversibilité. Il s'agit d'une zone à proximité de la Surface d'Etat Limite où apparaît une irréversibilité des déformations. On peut la situer sur la courbe représentant le module sécant ( $E$  ou  $G$ ) en fonction de la déformation ( $\varepsilon_v$  ou  $\gamma$ ) par la variation rapide du module (figure 3.20). Dans cette zone n'apparaît pas encore de dilatance ou de contractance notable. Elle est prise en compte

dans les modèles numériques par l'épaisseur affectée à la Surface d'Etat Limite pour des raisons de calcul (Kattan, 1990).

Dans l'espace  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , la zone I est représentée par une forme homothétique de la surface de charge centrée sur le point représentant l'état de contrainte initial (figure 3.21).

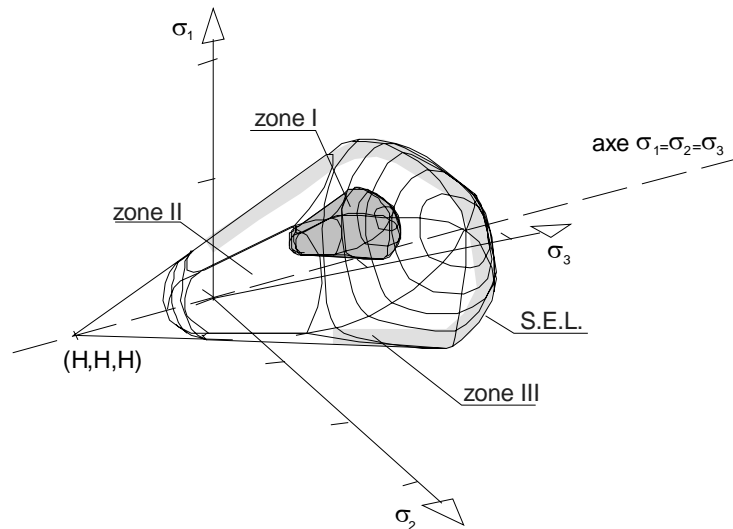


Figure 3.21 Définition des zones dans l'espace  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$

Après cette présentation de quelques lois de comportement et de différentes méthodes d'analyse du comportement des sols, nous présentons les trois sols de Guiche, de Rouen et d'Almère qui font l'objet de notre étude expérimentale.

## 3.2 L'argile de Guiche

Cette argile organique a été uniquement sujet d'essais sur l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Ces essais ont servi pour la validation des programmes de pilotage de l'appareil ainsi qu'à la mise au point des procédures d'essai et de l'étalonnage des capteurs. Les informations supplémentaires provenant d'essais œdométriques et triaxiaux classiques sont tirées de la thèse de M. Khemissa réalisée au LCPC (Khemissa, 1992).

### 3.2.1 Site expérimental

Le site expérimental de Guiche (figure 3.22), situé dans la basse vallée de l'Adour, est lié aux études géotechniques du tracé de l'autoroute A 64 entre Peyrehorade et Bayonne. Sur ce site ont été successivement édifiés quatre remblais expérimentaux pour l'étude de l'efficacité des drains verticaux préfabriqués (Queyroi *et al.*, 1991) et deux remblais renforcés par géotextiles (Delmas *et al.*, 1990). Ces six remblais sont venus compléter la série des remblais expérimentaux étudiés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis les années soixante (Magnan, 1989).

L'étude du comportement en laboratoire et des caractéristiques de résistance et de déformabilité de cette argile est détaillée dans la thèse de Khemissa (1992).

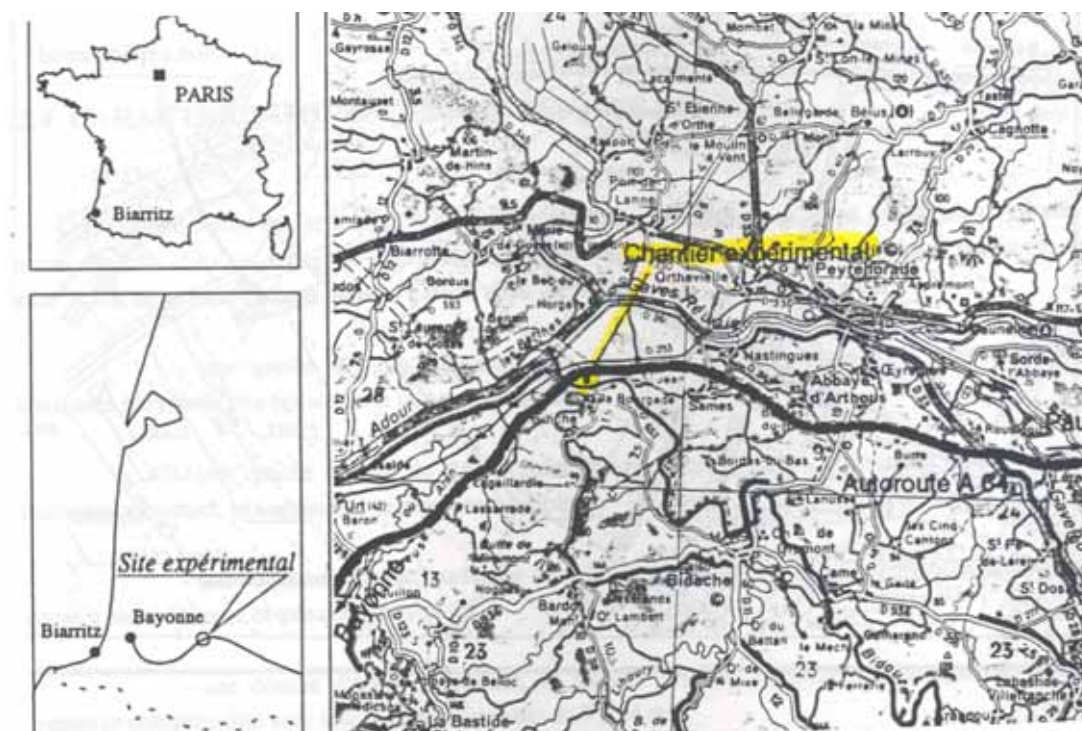


Figure 3.22 Le site expérimental de Guiche

### 3.2.2 Campagne de reconnaissance

La reconnaissance géotechnique du sol de fondation des remblais expérimentaux a été réalisée par le L.R.P.C. de Bordeaux. Ces campagnes ont comporté des sondages effectués au carottier à piston stationnaire, des essais au scissomètre de chantier, des essais au pénétromètre statique, des essais d'identification classiques (teneur en eau, limites d'Atterberg...) et des essais œdométriques.

Les caractéristiques moyennes des couches de sols identifiées sous les remblais expérimentaux (Queyroi *et al.*, 1991) sont indiquées dans le tableau ci dessous.

Tableau 12 Caractéristiques moyennes des couches de sols

Profondeur (m)	Sols	W (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$I_p$	M.O. (%)	$e_0$	$\sigma'_p$	$C_s$	$C_c$	$C_k$	$e_k$	$C_{\alpha e}$
0-2	Argile	45	17,4	35	-	1,11	56	0,02	0,27	0,2	2,72	-
2-5	Argile molle	95	14,6	59	6,2	2,1	29	0,06	0,89	0,69	7,86	0,007
5-6	Tourbe	362	10,6	-	67	5,85	46	0,49	3,82	1,68	17,47	0,022
6-20	Argile limoneuse	55	16,3	49	4,3	1,61	57	0,08	0,66	0,75	8,06	0,006

Khemissa (1992) a essayé de déterminer la courbe d'état limite de l'argile de Guiche et de ses paramètres d'élasticité anisotrope (horizon 12 à 15m de profondeur). Pour ce

faire, il a réalisé des essais de compressibilité œdométrique, une série d'essais de compression CID et de striction EID réalisés à partir d'un état de contrainte isotrope, une série de consolidations anisotropes CAD à partir d'un état de contrainte nulle et une série d'essais de cisaillement CIU+u consolidé sous des pressions isotropes supérieures à  $\sigma'_{vo}$  pour déterminer la droite d'état critique.

Cette méthode, utilisée pour déterminer la Courbe d'Etat Limite des argiles de quelques sites expérimentaux du réseau des LPC (Magnan *et al.*, 1982), est détaillée dans le paragraphe 3.1.4.1.

### 3.2.3 Essais œdométriques

Pour l'argile de Guiche, Khemissa a trouvé une pression de préconsolidation comprise entre 63 et 90 kPa. Le degré de surconsolidation est compris entre 1,05 et 1,43 confirmant ainsi le caractère légèrement surconsolidé du sol. L'indice de gonflement a des valeurs comprises entre 0,05 et 0,13 et l'indice de compression entre 0,65 et 0,92. Le rapport de compression varie entre 0,25 et 0,34 ce qui confirme le caractère moyennement compressible ou consolidé de cette argile. Les coefficients de consolidation correspondant aux paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé sont compris entre  $2,1 \cdot 10^{-8}$  et  $10,1 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Quant aux coefficients de perméabilité correspondants, ils sont compris entre  $1,1 \cdot 10^{-11}$  et  $5,3 \cdot 10^{-11}$  m/s.

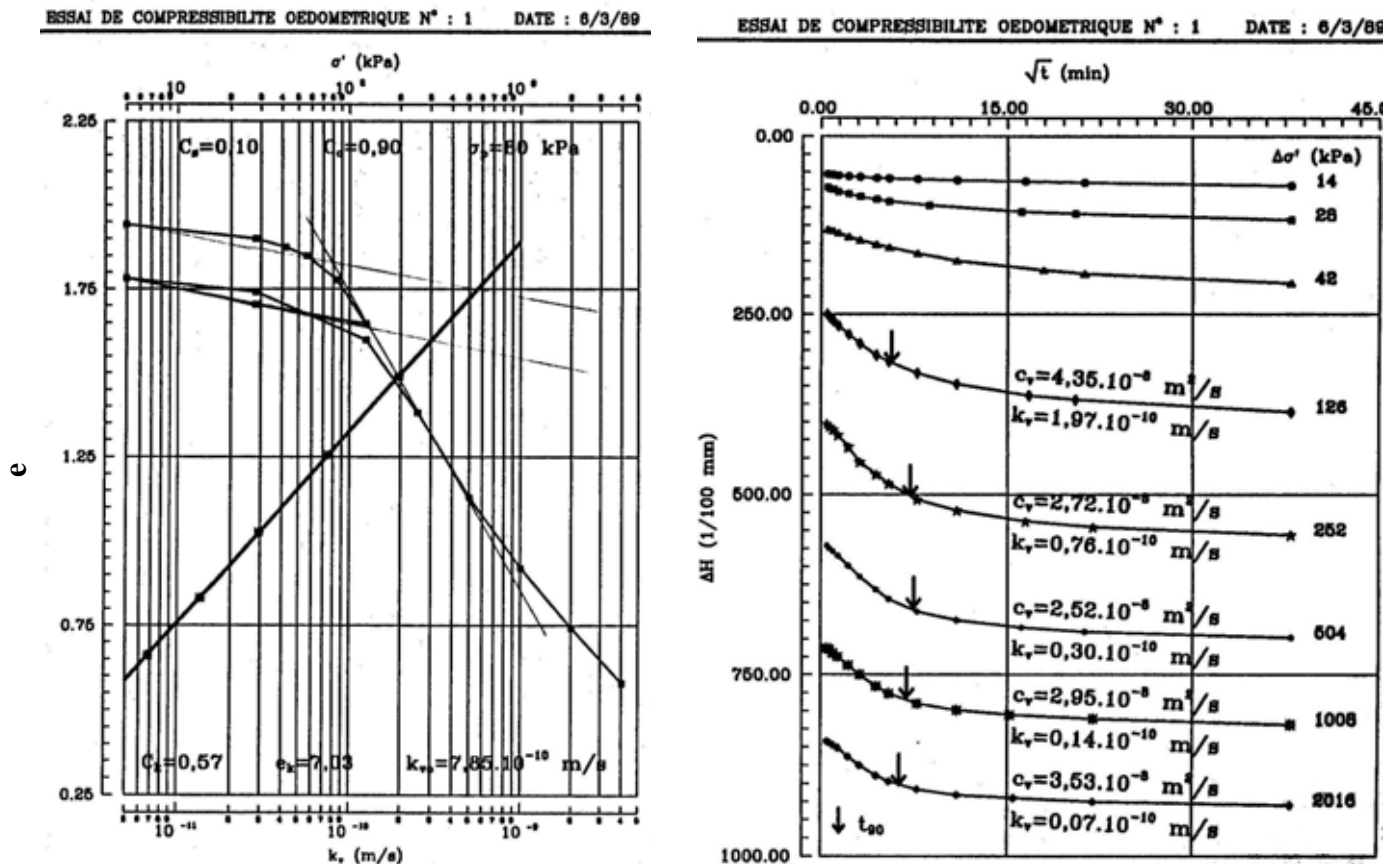


Figure 3.23 Exemple des résultats d'essais œdométriques trouvés par Khemissa



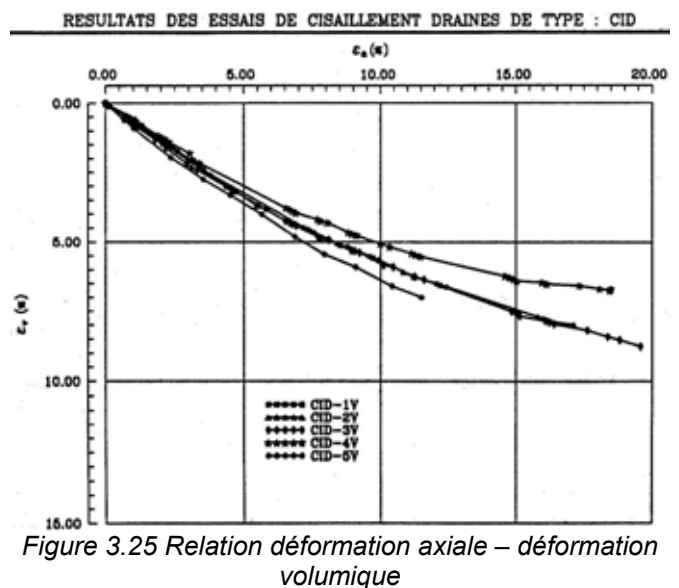
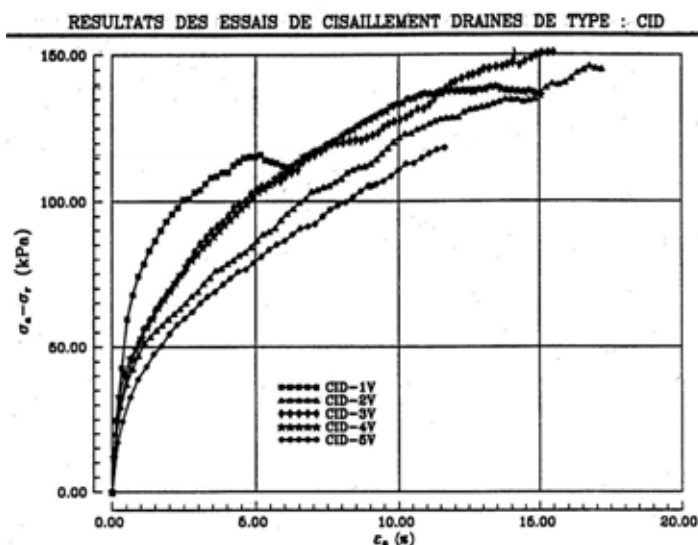
### 3.2.4 Essais triaxiaux

Le programme expérimental de Khemissa a comporté deux séries d'essais triaxiaux de type CIU sur 21 éprouvettes, une série de 8 essais de compression non drainés sur éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place ( $CK_0U$  et  $CK_0IU$ ), une série de 4 essais d'extension non drainés sur éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place ( $EK_0U$  et  $EK_0IU$ ) et d'une série de 5 essais de compression drainés de type (CID). Nous présentons dans ce paragraphe des exemples types des résultats d'essais triaxiaux drainés (CID) et non drainés (CIU) effectués par Khemissa. Ces essais ont pour but de déterminer les caractéristiques de cisaillement et de rupture de l'argile et de déterminer sa courbe d'état limite et de positionner également la droite d'état critique.

Dans les essais triaxiaux, les axes principaux des contraintes sont confondus avec les axes fixes des cellules. Les contraintes sont alors rattachées au système de coordonnées axisymétriques. Ces essais doivent alors être complétés par des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses parce que, seuls, ils ne permettent pas d'examiner la rotation des contraintes ni l'effet de la contrainte principale intermédiaire.

#### 3.2.4.1 Essais triaxiaux drainés (CID)

C'est une série de 5 essais triaxiaux drainés en compression de type CID avec une pression de confinement de 62 kPa.



Nous remarquons que les éprouvettes atteignent le palier de rupture pour des déviateurs compris entre 120 et 140 kPa.

Pour cette série on ne peut pas donner des conclusions importantes concernant les caractéristiques drainées de résistance de l'argile de Guiche. Il n'est pas évident de tracer les cercles de Mohr de 5 essais à la même pression de confinement.

### 3.2.4.2 Essais triaxiaux non drainés (CIU)

Nous présentons les résultats de cette série d'essais en termes de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement en fonction de la déformation axiale.

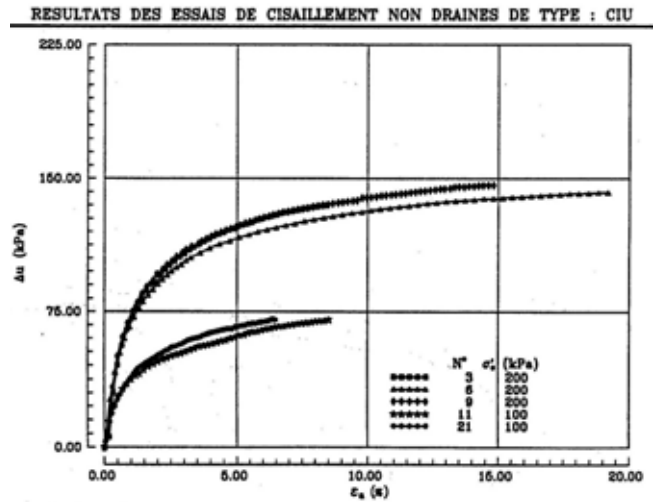
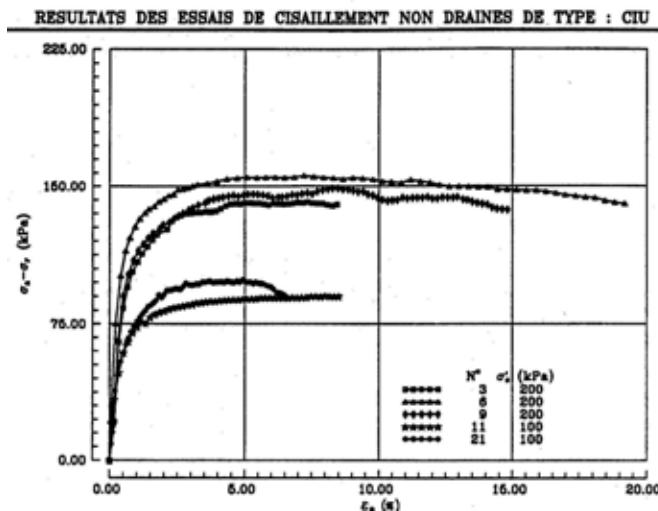
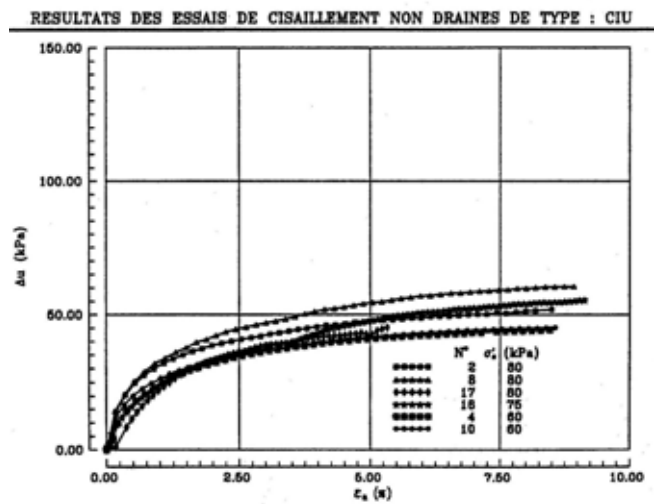
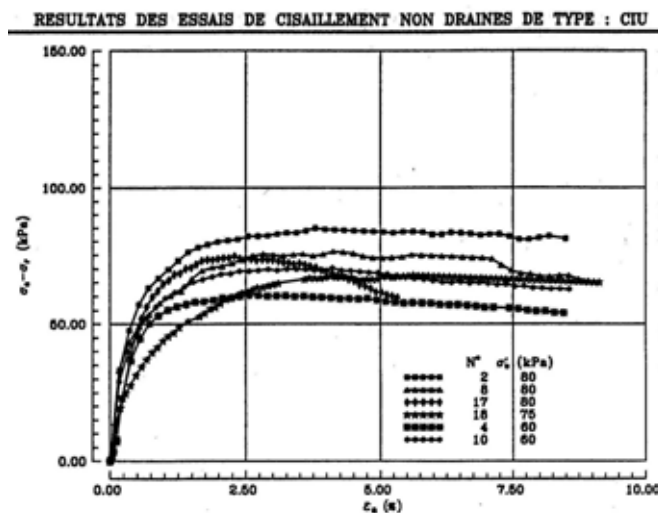
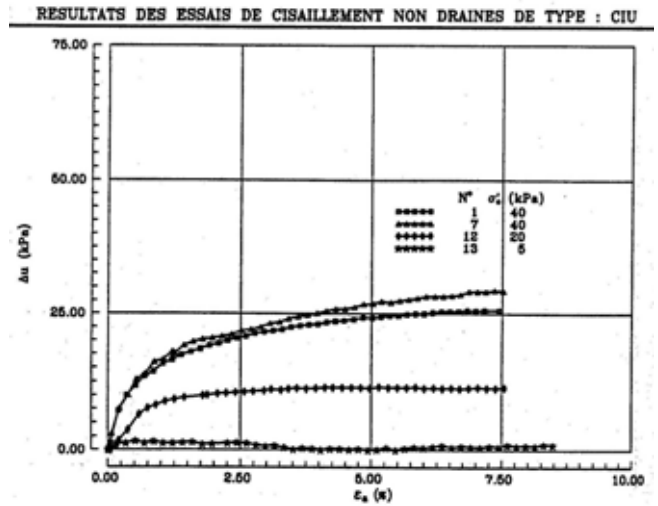
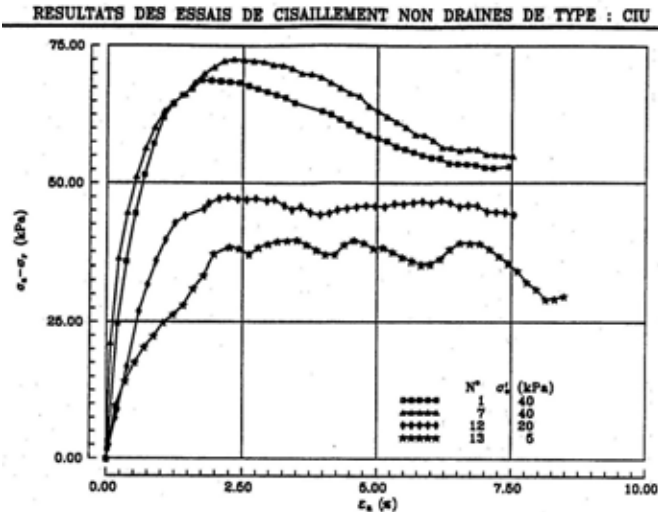


Figure 3.26 Relation déviateur – déformation axiale

Figure 3.27 Relation pression interstitielle – déformation axiale

Nous traçons sur la figure 3.28 les cercles de Mohr de quelques essais à différentes pressions de confinement.

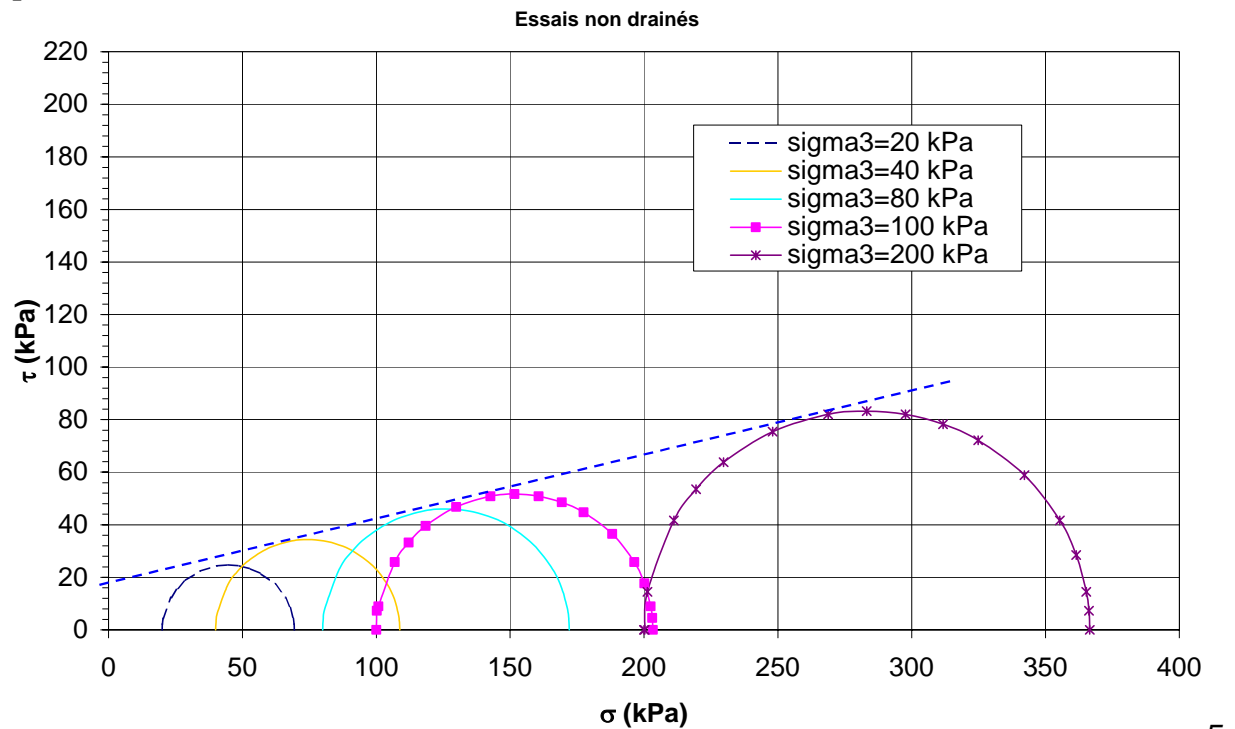


Figure 3.28 Cercles de Mohr - essais non drainés

Nous obtenons une cohésion de 16 kPa et un angle de frottement non drainé de 20 degrés.

### 3.2.4.3 Courbe d'Etat Limite

Pour la totalité des essais triaxiaux, Khemissa obtient un angle de frottement de 32 degrés en compression et de 31 degrés en extension (figure 3.29 et 3.30).

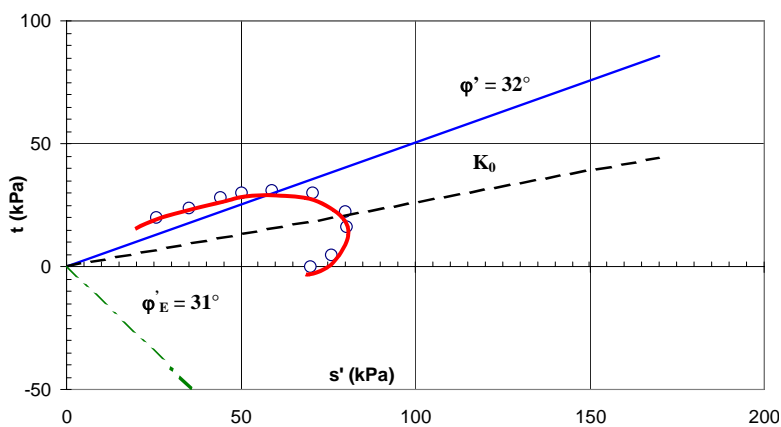


Figure 3.29 Courbe d'Etat Limite dans le plan ( $s', t$ )

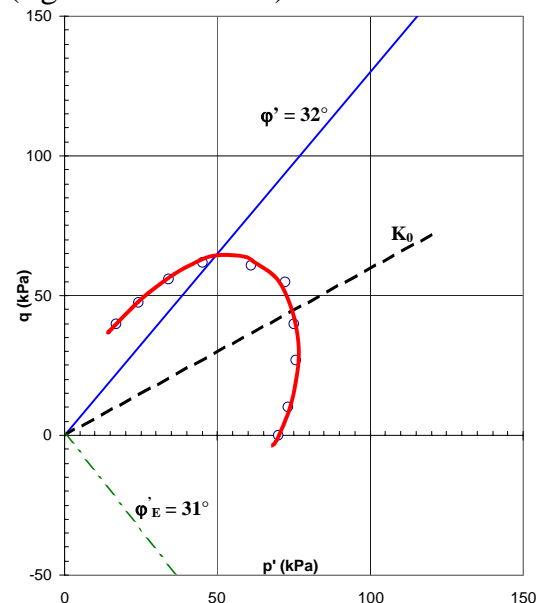


Figure 3.30 Courbe d'Etat Limite dans le plan ( $p', q$ )

Nous essaierons dans la suite de positionner les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses sur la courbe d'état limite constatée afin de pouvoir positionner une nouvelle droite d'état critique sur ce plan.

### 3.2.5 Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses

Le but des essais sur des éprouvettes cylindriques creuses de l'argile de Guiche était à l'origine de tester les programmes de pilotage et de calibrer les paramètres d'asservissement de l'essai. Les éprouvettes conservées pendant dix ans au LCPC n'ont pas les mêmes propriétés trouvées juste après le prélèvement du sol même avec une technique d'emballage et de conservation de bonne qualité. En effet, ce stockage de longue durée entraîne un changement de la teneur en eau du sol et une dissipation de la succion due au prélèvement et donc une disparition partielle des contraintes initiales.

Le programme d'essais a consisté à explorer différents chemins de contraintes plus ou moins complexes. Les essais sont effectués dans une salle dont la température de 20° C est constante à 2° C près (en particulier, il ne faut pas qu'il y ait un rayonnement direct du soleil sur l'appareillage).

On a effectué des essais de compression ou d'extension pures, des essais de torsion seule ou combinée à une compression ou à une extension. Cependant, la plupart des essais ne sont pas exploitables (figure 3.31), seuls trois essais peuvent être utilisés. Souvent, on était obligé d'arrêter l'essai pendant quelques jours afin de régler un problème mécanique ou informatique. Les essais commençaient par une consolidation isotrope à la valeur de la contrainte verticale en place suivie par une phase de cisaillement drainée à pressions intérieure et extérieure égales. Ces essais ont été réalisés sous une contre-pression de 150 kPa.

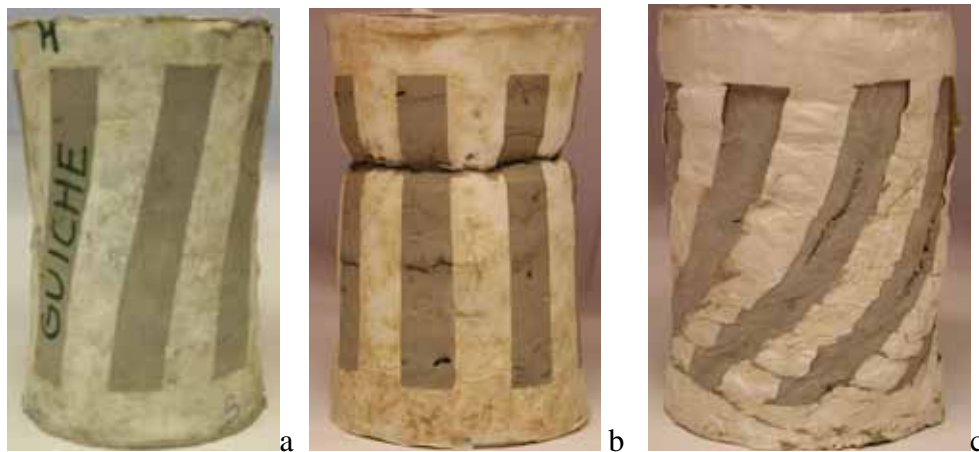


Figure 3.31 Éprouvettes déformées de quelques essais non exploitables  
a) extension-torsion, b) extension pure, c) torsion pure

Le tableau 13 détaille les caractéristiques des éprouvettes testées.

*Tableau 13 Caractéristiques des éprouvettes testées*

Essai	Profondeur (m)	$W$ (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	d-D/H (cm)	masse initiale (g)	masse finale (g)	masse sèche (g)	$\sigma'_g$ (kPa)	b	Type d'essai
3	15,13-15,33	49,3	17,15	7-10/15	1050	961	702	32	0	CID
5	13,74-15,94	50,12	16,58	7-10/15	1002	-	630	32	0	CID
7	15,5-15,7	47,9	17,38	7-10/15	1064	1004	707	35	$\sin^2\alpha$	CID

On constate une perte de teneur en eau de 5% en 10 ans (tableaux 12 et 13). La faible valeur de la contrainte de gonflement confirme la disparition de la suction.

### 3.2.5.1 Test 1 - Guiche N3 : compression pure

Le but de cet essai était de tester le programme de pilotage en imposant un chemin de contraintes relativement simple. L'essai a commencé par une consolidation isotrope. On a ensuite augmenté la pression moyenne jusqu'à la valeur de 50 kPa. La phase de cisaillement drainé a consisté à augmenter le déviateur à pression moyenne constante jusqu'à la rupture du sol.

La rupture est obtenue pour un déviateur de 45 kPa.

On observe sur la figure 3.34 l'augmentation du déviateur avec des faibles valeurs de torsion.

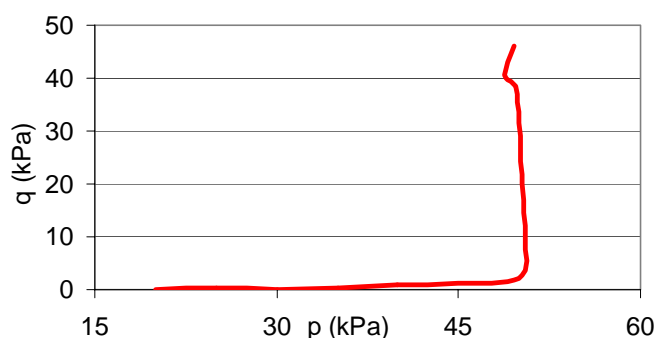


Figure 3.32 Chemin suivi dans le plan ( $p$ ,  $q$ )

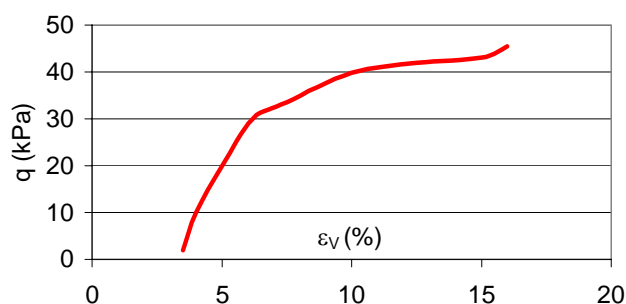


Figure 3.33 Relation déviateur déformation verticale

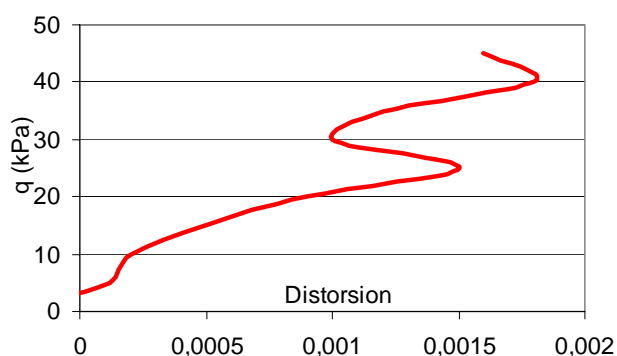


Figure 3.34 Relation déviateur - distorsion



Figure 3.35 Déformée de l'éprouvette

La figure 3.32 montre que nous avons réussi à suivre proprement le chemin de contrainte imposé.

### 3.2.5.2 Test 2 - Guiche N5 : compression pure

A l'origine, le chemin de contraintes imposé à l'éprouvette est un chemin de compression drainée à une pression moyenne fixée à 62 kPa suivie d'une augmentation simultanée de la pression moyenne et du déviateur jusqu'à 100 kPa. L'application d'une torsion suit ces deux étapes afin d'augmenter l'angle de rotation de contraintes jusqu'à 45°. Il s'agit de tester le programme de pilotage pour des chemins plus compliqués. L'éprouvette arrive en plasticité par compression pour un déviateur de 52 kPa et nous n'avons pas pu continuer le cisaillement en torsion de l'éprouvette.

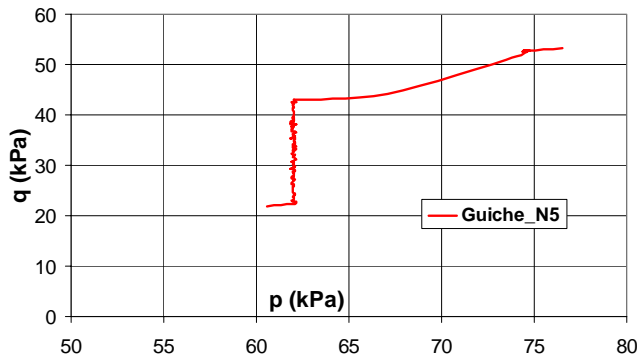


Figure 3.36 Chemin suivi dans le plan ( $p$ ,  $q$ )

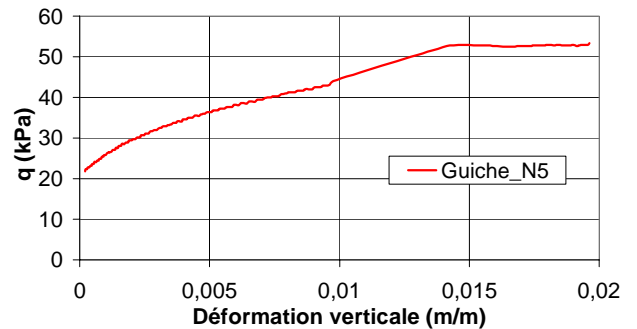


Figure 3.37 Relation déviateur déformation verticale

Le chemin de contrainte imposé est plutôt correctement suivi à une pression moyenne constante mais nous constatons un certain écart quand nous imposons une augmentation simultanée de la pression moyenne et du déviateur.

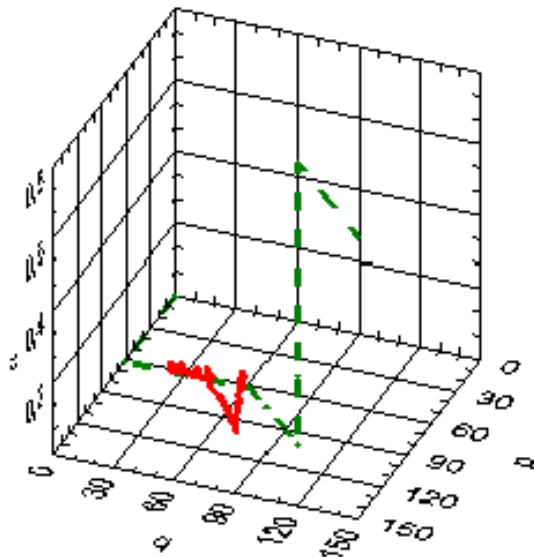


Figure 3.38 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace  $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$

### 3.2.5.3 Test 3 - Guiche\_N7 – compression-torsion

Ce troisième essai est un essai combiné de compression pure et d'une torsion à déviateur constant. Le but de cet essai est d'explorer l'espace des contraintes et d'observer la rupture du sol en déviateur et en torsion.

#### Consolidation isotrope

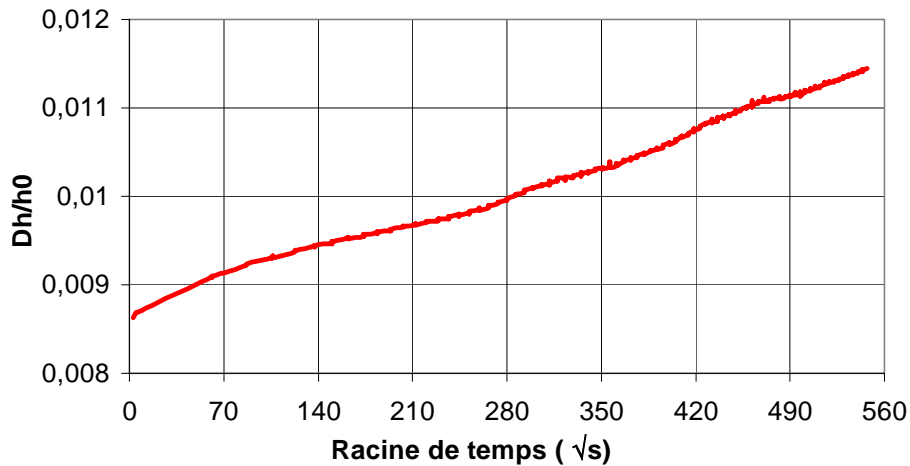


Figure 3.39  $D_h/H_o$  en fonction de la racine carrée du temps

Pendant la phase de la consolidation isotrope, la valeur de  $K_0$  mesurée reste proche de 1.

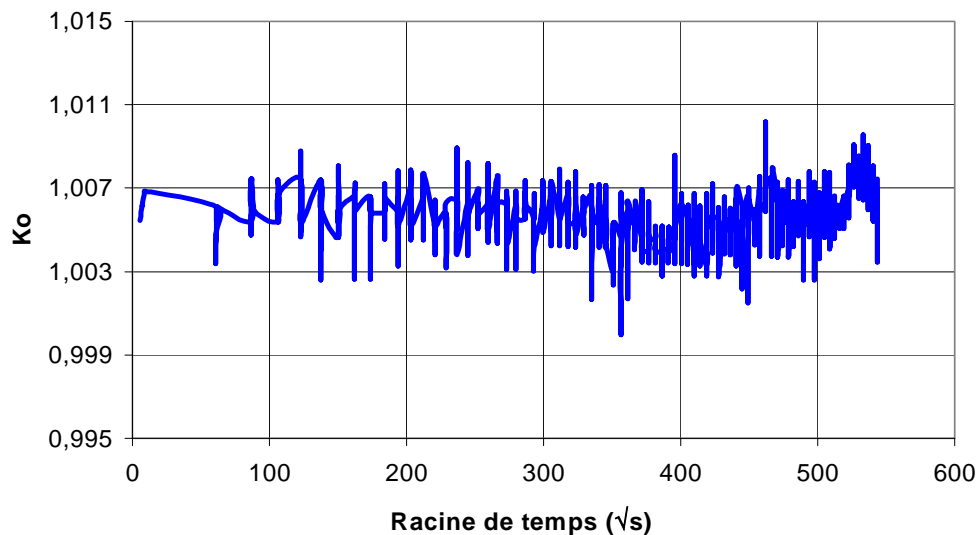


Figure 3.40 Variation de  $K_0$  en fonction de la racine carrée du temps

#### Cisaillement CID

Le chemin de contraintes imposé comporte une augmentation du déviateur  $q$  à une pression moyenne  $p$  constante puis un accroissement simultané de  $p$  et  $q$  suivi d'une torsion pure à  $p$  et  $q$  constants.

On remarque sur la figure 3.43 que la rupture de l'éprouvette est atteinte en torsion pour une contrainte de cisaillement de 35 kPa.

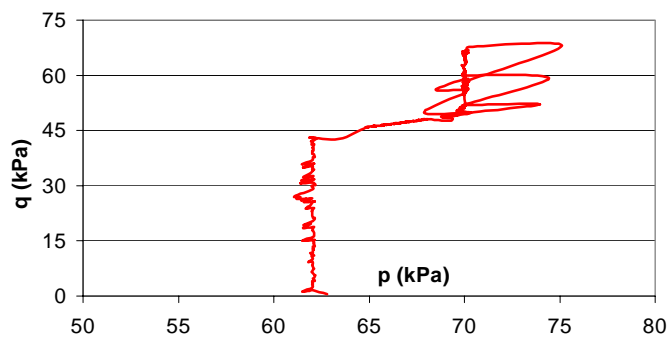


Figure 3.41 Chemin suivi dans le plan ( $p$ ,  $q$ )

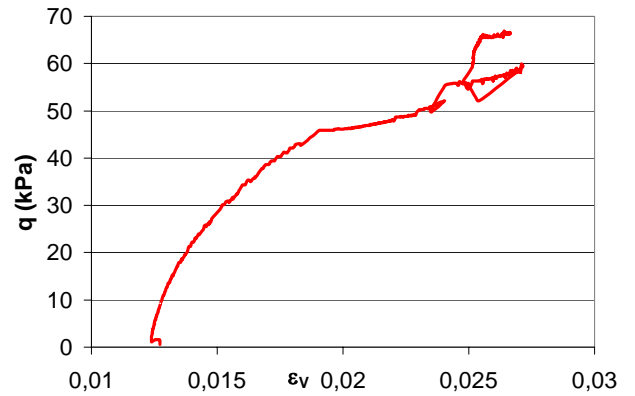


Figure 3.42 Relation déviateur-déformation verticale

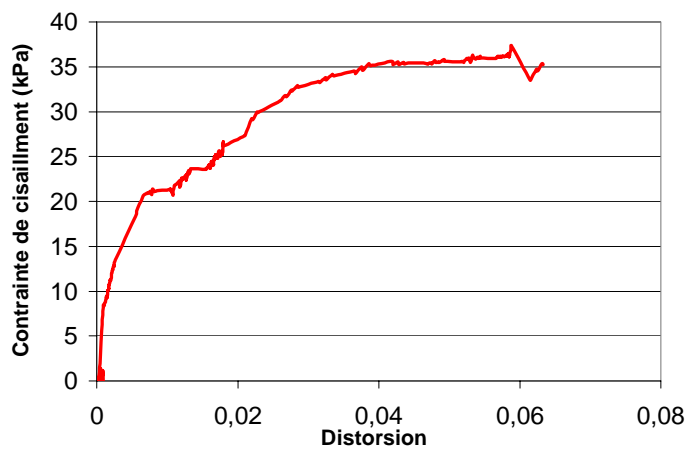


Figure 3.43 Relation contrainte de cisaillement distorsion

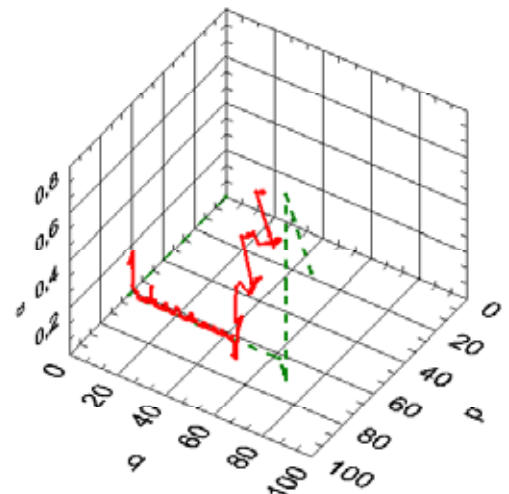


Figure 3.44 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace  $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$

A la valeur de 50 kPa du déviateur  $q$ , on a commencé à cisailier l'éprouvette en torsion. Des oscillations de  $q$  liées à la vitesse de force appliquée sont observées (figure 3.41).

La figure 3.44 montre la représentation tridimensionnelle du chemin. Elle confirme les difficultés qu'il y a de suivre un chemin où on augmente l'angle  $\alpha$  sans le déviateur. Cependant l'allure de la courbe est quasiment identique à celle du chemin des contraintes imposé.



Figure 3.45 Déformée de l'éprouvette après l'essai de compression-torsion



### 3.2.6 Synthèse et conclusion

Sur la figure 3.46 nous montrons la superposition des chemins des contraintes des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses par rapport aux droites d'état critiques trouvées par Khemissa. Pour nos essais, nous trouvons un angle de frottement de 20 degrés largement inférieur à la valeur de 32 degrés trouvée par Khemissa.

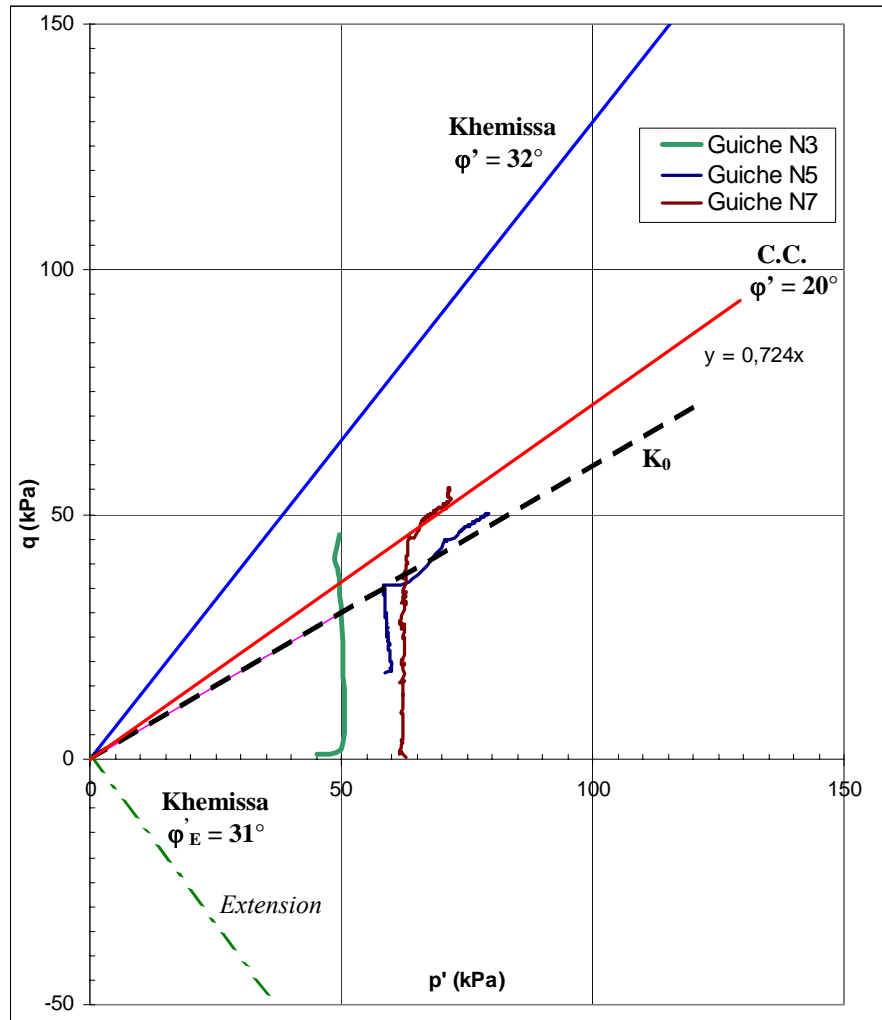


Figure 3.46 Évolution des chemins de contraintes dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

Dans les essais précédents, nous avons trouvé les valeurs moyennes recueillies dans le tableau ci-dessous :

Tableau 14 Valeurs moyennes de  $b$ ,  $\alpha$ ,  $M$  et  $\varphi$

Type d'essai	$b$	$\alpha$ (degrés)	$M$	$\varphi$ (degrés)
<b>Compression triaxiale</b> (Khemissa)	0	0	1,28	32
<b>Compression-torsion</b> (Guiche N7)	0,5	45	0,92	24
<b>Extension triaxiale</b> (Khemissa)	1	90	1,24	31

L'ajustement d'un polynôme sur ces points expérimentaux permet de créer la surface de charge.

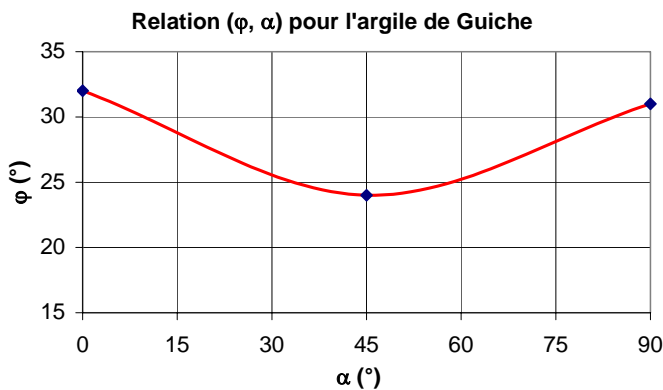


Figure 3.47 Évolution de  $\varphi$  en fonction de  $\alpha$

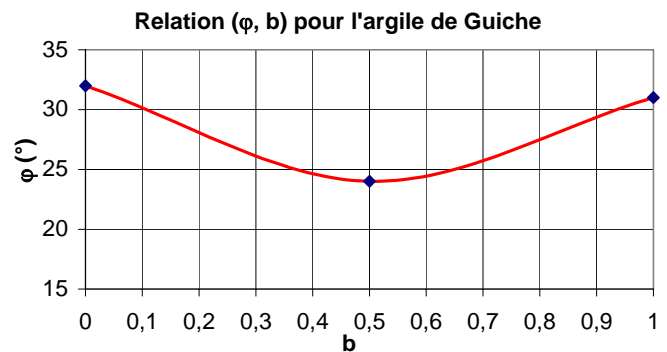


Figure 3.48 Évolution de  $\varphi$  en fonction de  $b$

Ce qui donne :

$$M = -0,0002.\alpha^2 - 0,0164.\alpha + 1,28 \text{ ou } \varphi = 0,0037.\alpha^2 - 0,344.\alpha + 32$$

Nous avons trouvé dans le chapitre 1, d'après la bibliographie, une courbe moyenne pour les argiles :

$$M = -1,21.10^{-4}.\alpha^2 + 0,017.\alpha + 1,287$$

On remarque que les valeurs trouvées pour l'argile de Guiche ne sont pas complètement en concordance avec les courbes des argiles. En effet, cette différence vient du fait que nous n'avons qu'un seul point correspondant à  $\alpha = 45$  degrés ( $b = 0,5$ ). En plus les éprouvettes testées proviennent d'une couche légèrement plus profonde que celles testées au triaxial par Khemissa et qui ont sûrement des caractéristiques de résistance différentes. Cet essai de compression torsion est insuffisant pour tirer des conclusions sur la variation de l'angle de frottement avec la rotation des contraintes principales. En revanche, la différence constatée sur la mesure de l'angle de frottement entre nos essais et ceux de Khemissa, se révélant importante, est due au changement des propriétés de l'argile de Guiche, notamment sa teneur en eau, pendant 10 ans de conservation à basses températures au LCPC.

### 3.3 L'argile Trémie Pasteur – Rouen

Le sol étudié est issu de prélèvements réalisés en octobre 2000 à proximité de la trémie Pasteur sur les bords de la Seine (environ à 200 m) à Rouen (figure 3.49). Cet ouvrage consiste en l'aménagement souterrain de l'artère routière du Quai Gaston Boulet, sur la rive droite et fait partie de l'aménagement de l'axe est – ouest de transport en commun en site propre de Rouen (projet « TEOR », figure 3.50). Il entre dans le cadre du projet d'aménagement de l'axe routier est-ouest à Rouen.

L'expérimentation a été menée avec l'accord du District de l'Agglomération Rouennaise, Maître d'Ouvrage, par le LCPC en partenariat avec Solétanche-Bachy, membre du groupement d'entreprises réalisant les travaux. La mise en place et le suivi des appareillages ont été confiés au Centre d'Expérimentation Routière et au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen.

### 3.3.1 Présentation du projet de la trémie Pasteur

L'ouvrage est implanté dans une zone alluvionnaire de la vallée de la Seine.

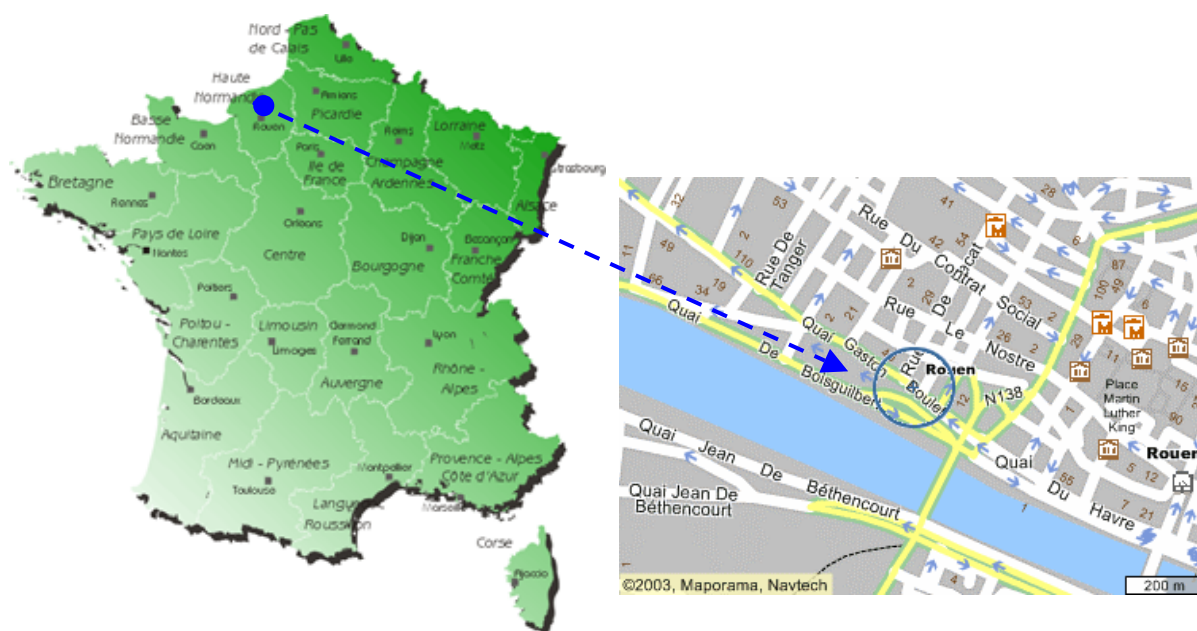


Figure 3.49 Position du site de Rouen



Figure 3.50 Vue générale du site et vue des têtes d'inclinomètres

Les reconnaissances du projet ont consisté en :

- ♦ 8 sondages de reconnaissance géologique réalisés à la tarière hélicoïdale continue de 200 mm de diamètre jusqu'à une profondeur de 15 à 16 m, avec prise d'échantillons tous les 50 cm ;
- ♦ 6 sondages pressiométriques avec essais tous les 1,50 m jusqu'à une profondeur de 18 m ;
- ♦ 2 sondages carottés jusqu'à des profondeurs respectives de 18,5 m et de 16 m (carottier poinçonneur à piston) avec prélèvement d'échantillons intacts ( $\phi 115$  mm) au-dessous de la couche superficielle de remblais ; dans chacun de deux sondages ont été installés des piézomètres ouverts, crépinés respectivement entre 16 et 18,5 m de profondeur et entre 13,5 et 16 m de profondeur ;
- ♦ 2 profils de cohésion non drainée, mesurée au scissomètre de chantier, jusqu'à une profondeur de 10,5 m ; dans chacun des deux profils a été installé, à l'issue des essais, un piézomètre court (3m de profondeur) au sein des remblais ;
- ♦ le suivi de la pression interstitielle à l'aide de 2 capteurs installés respectivement à 7m et à 12 m de profondeur, dans un forage réalisé à la tarière hélicoïdale ;
- ♦ 2 piézomètres ouverts entre 4 et 5,50 m de profondeur ;
- ♦ 12 essais de perméabilité LEFRANC réalisés à différentes profondeurs allant de 4,2 m à 18,5 m dans les 2 sondages scissométriques et les 2 tubes piézométriques.

Selon le rapport d'études réalisé par Hydrogéol en 1999, les sols en présence sont des dépôts récents de 15,5 m d'épaisseur reposant sur un substratum de marnes sableuses (voir coupe, figure 3.54).

Cette paroi a été l'objet d'instrumentations réalisées par le CETE Normandie-Centre (CER de Rouen et LRPC de Rouen) dans le cadre de la thèse de Duca (2001) préparée au LCPC.

On trouvera dans son mémoire de thèse une présentation complète de l'ouvrage, des différents systèmes de mesure dont il a été équipé, ainsi qu'une analyse approfondie des mesures et leur comparaison avec des résultats de calcul.



Figure 3.51 Instrumentation sur la cage d'armature



Figure 3.52 Cage mise en place

Le projet consiste à réaliser, compte tenu des contraintes du site (limitation des emprises disponibles en site urbain, aménagement des intersections avec les rues voisines), un axe routier en souterrain avec des accès en déblai : l'ouvrage est réalisé en tranchée couverte dans sa partie centrale et en tranchée ouverte à chaque extrémité. Sur toute la longueur de l'ouvrage, l'excavation est soutenue par des parois moulées de hauteur comprise entre 5 m aux extrémités du tronçon et 16 m dans la partie centrale. La voie est posée, au fond de l'excavation, sur un radier rigide en béton armé. Avant la mise en service du radier, les parois sont soutenues par des butons fixés entre les panneaux en vis-à-vis. Cet ouvrage a fait l'objet d'une instrumentation poussée, constituée par un suivi des pressions appliquées par le sol à différentes profondeurs (figures 3.51 et 3.52), un suivi des efforts de butonnage, un suivi de la déformation de la paroi par tubes inclinométriques, des mesures de convergence par fil invar entre les panneaux, et enfin un suivi des déformations dans le massif de sol derrière l'excavation (tubes inclinométriques).

### ***3.3.2 Programme des essais***

Il a été décidé de réaliser des prélèvements pour effectuer des essais de laboratoire dont l'objectif est d'apporter des valeurs des paramètres nécessaires à l'analyse du suivi de la paroi. Cette campagne d'essai est donc basée principalement sur :

- des essais d'identification,
- des essais mécaniques : œdomètres, triaxiaux,
- des essais spéciaux destinés à caractériser le comportement du sol en petites déformations : capteurs locaux, éléments piezo-électriques (bender elements), appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses.

### ***3.3.3 Caractéristiques du sol***

Le tableau 15 ci-dessous récapitule les valeurs moyennes des paramètres physiques et mécaniques des sols en présence estimés par rapport à l'ensemble des échantillons prélevés sur le site lors de l'étude préliminaire de l'ouvrage. Les paramètres de résistance au cisaillement ( $c$  et  $\phi$ ) ont été déterminés par des essais triaxiaux de type CU+u permettant d'estimer leurs valeurs apparentes à court et à long terme (Hydrogé, 1999).

Les valeurs de calcul proposées pour la cohésion non drainée  $c_u$  sont cohérentes avec les valeurs estimées *in situ* par les essais scissométriques dans les couches d'argile et de limon (Duca, 2001).



*Tableau 15 Caractéristiques géotechniques des couches de sol*

Couche	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$		$c'$		$\alpha$ (-)	$E_M$ (MPa)	$Pl$ (MPa)
			Court terme	Long terme	Court terme	Long terme			
			(°)	(°)	(kPa)	(kPa)			
Terrain naturel	0,00								
Corps de chaussée existante	0,60	24,0	-	-	-	-	0,33	-	-
Remblai sableux limoneux	2,50	20,5	0	27	55	10	0,33	4,4	0,32
Argile limoneuse tourbeuse	10,92	16,0	0	20	21	0	0,66	2,1	0,12
Limon argileux et sableux	13,60	19,5	0	25	40	0	0,50	3,9	0,43
Grave sablo limoneuse	15,80	22,0	35	35	0	0	0,33	19,5	3,04
Marne sableuse	-	22,0	0	25	300	100	0,50	96,8	>5

Ce tableau contient par ailleurs la lithologie et les caractéristiques pressiométriques relevées dans le profil pressiométrique PR<sub>2</sub>, situé au voisinage du profil instrumenté.

### ***3.3.4 Campagne de prélèvement***

Le prélèvement a été effectué en octobre 2000 par une équipe de sondeurs du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen avec le carottier de type Université Laval (figure 3.53).

Le sondage est effectué dans l'alignement des inclinomètres positionnés le long de la paroi.



*Figure 3.53 Vue du carottier Université de Laval et découpe d'un bloc après prélèvement*

Une coupe transversale des couches de sol prélevées est donnée à la figure 3.54.

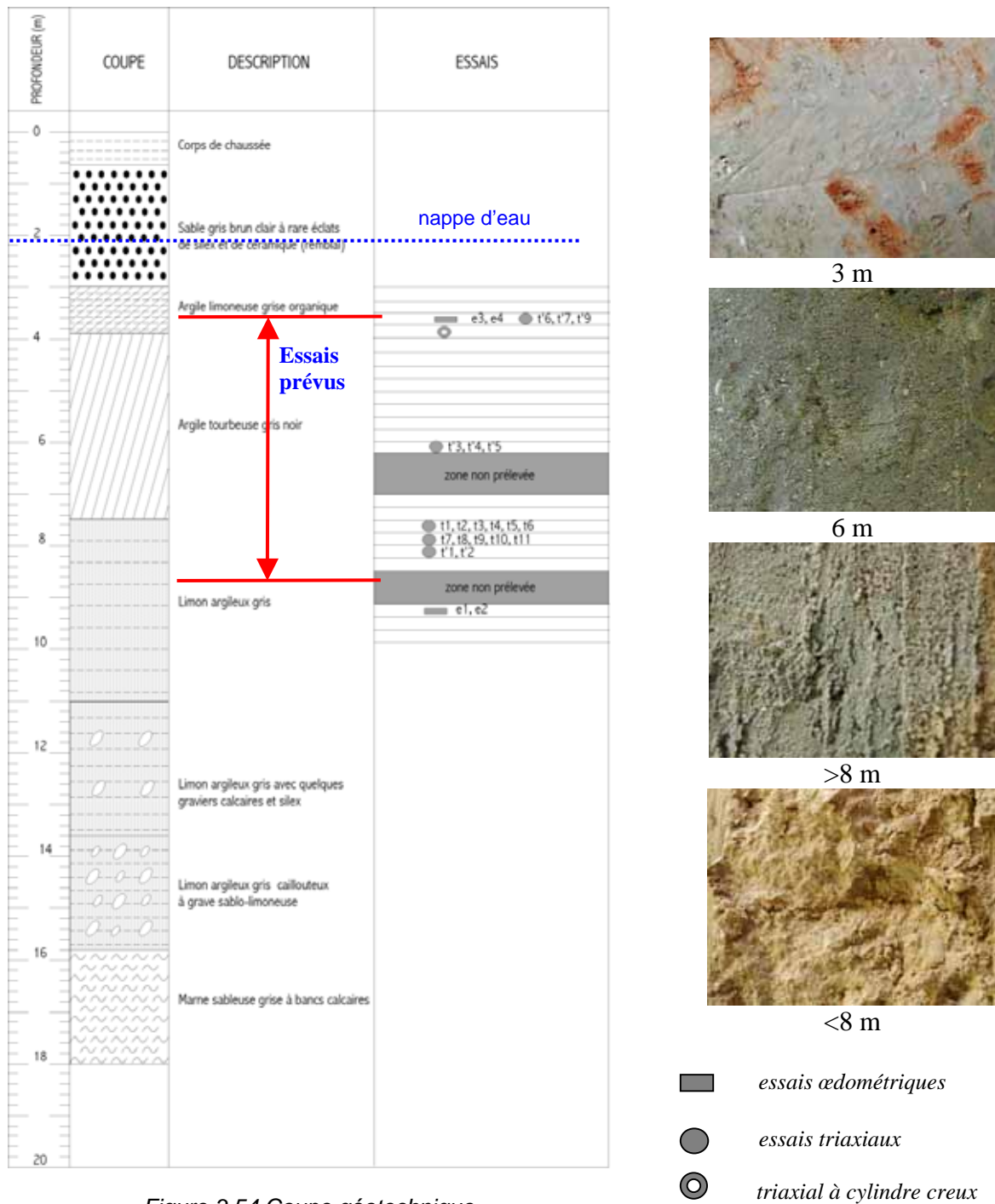


Figure 3.54 Coupe géotechnique

### 3.3.5 Essais d'identification

Quelques essais d'identification ont été effectués sur le sol :

- microscopie électronique à balayage,
- granulométrie,
- limites d'Atterberg.

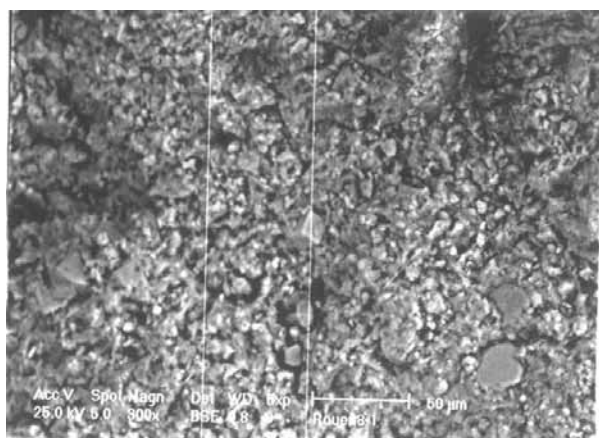
### 3.3.5.1 Etude au microscope électronique

Cette étude au Microscope à Balayage Electronique (MEB) a été effectuée au sein du LCPC par Guedon-Dubied.

Les échantillons observés se situent à trois niveaux : 3,25-3,5m ; 4-4,25m et 9,5-9,73m. Ils ont une composition prédominante argileuse. Ils présentent une texture fine; des grains de quartz arrondis sont présents (taille de 20 à 50 µm).

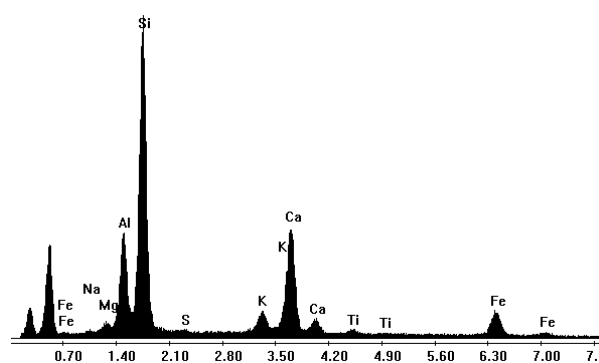
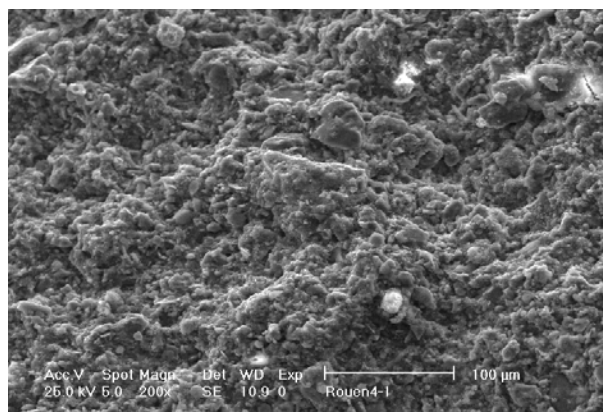
Les analyses élémentaires effectuées sur différentes plages et à différents grossissements montrent la présence d'une illite englobant les grains de quartz. Des micro-organismes appartenant à la famille des algues ont été décelés.

#### Niveau 3,25-3,5 m



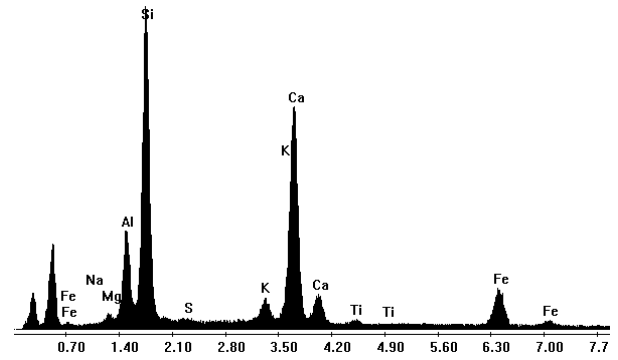
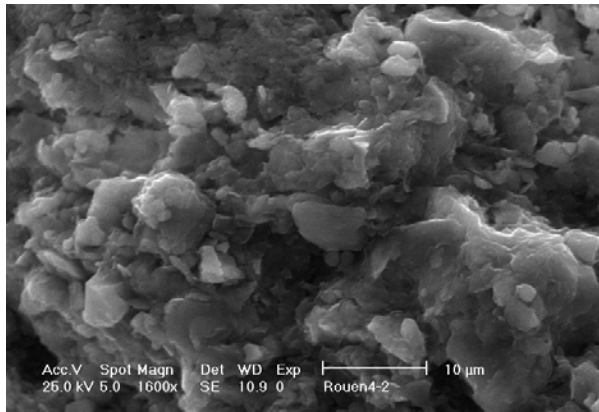
Pour ce niveau, on trouve de l'argile avec de petites particules d'illite de couleur grise claire. Il y a également quelques particules de calcite.

#### Niveau 4-4,25m

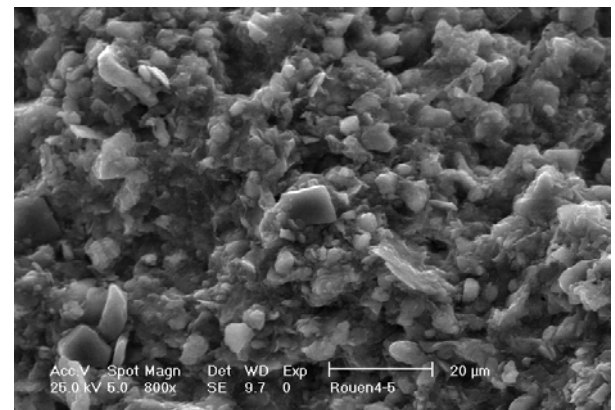
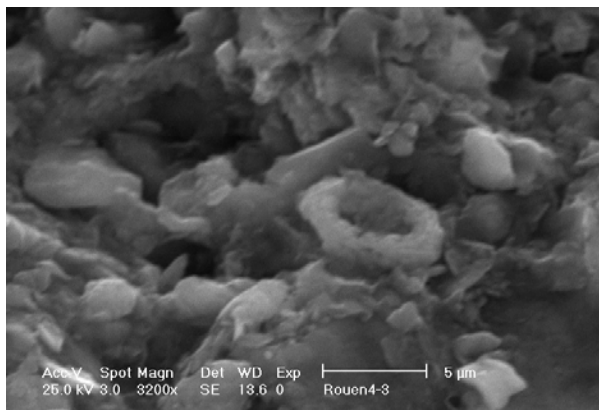


Argile peu compacte à gros grains de composition illitique



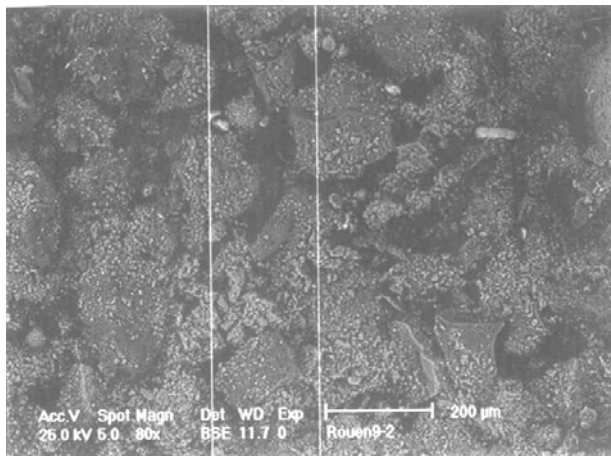


Grains de quartz englobés dans de l'illite



De nombreux micro-organismes de type coccolites (algues) sont décelés.

### Niveau 9,50-9,73m



Pour ce niveau, on trouve toujours la même argile avec des grains d'illite et de silice (100 à 200 µm). Il y a encore quelques particules de calcite.

L'étude au microscope électronique nous permet alors d'identifier la nature du sol aux niveaux observés.

### 3.3.5.2 Granulométrie

La courbe granulométrique effectuée sur le sol pour le niveau 8,00-8,20m a été obtenue par granulométrie pour la fraction  $> 80\mu\text{m}$  et par sédimentométrie pour la fraction  $< 80\mu\text{m}$ .

Le pourcentage de la fraction supérieure à  $80\mu\text{m}$  :  $\% > 80\mu\text{m} = 47,8\%$ .

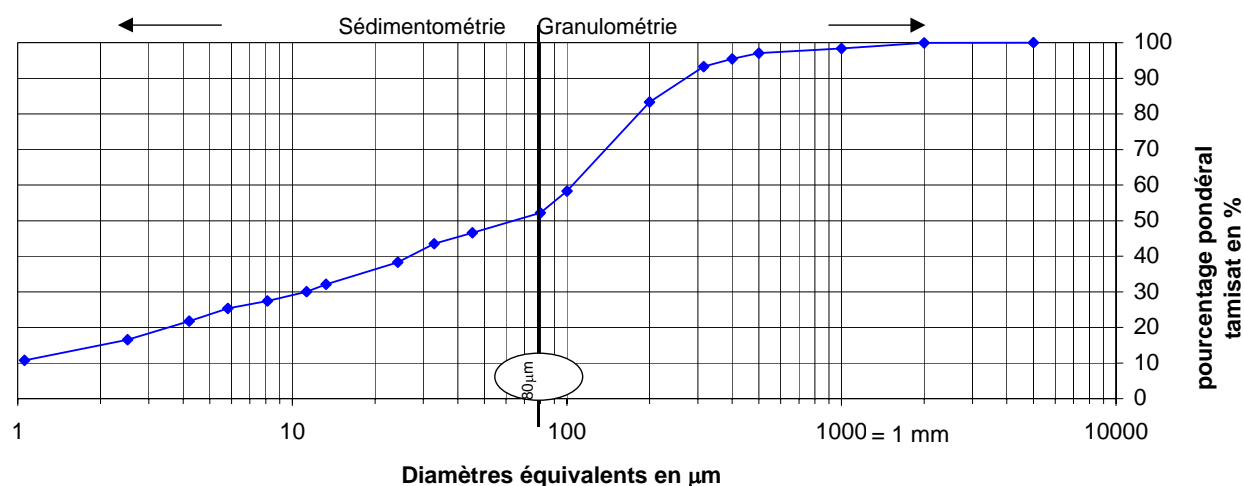


Figure 3.55 Courbe granulométrique

La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile de l'horizon de surface. Les appellations de texture « sable », « limon » et « argile » étant souvent mal utilisées, il convient de rappeler précisément ce qu'elles signifient (figure 3.56).

Nom	Sol à matrice fine					Sol à matrice grossière					cailloux	blocs
	argile	limon			sable			grave				
		fin	moyen	grossier	fin	moyen	grossier	fin	moyen	grossier		
Dimension des particules (mm)	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2	6	20	60	200	

Figure 3.56 Classification des textures, norme française

Nous introduisons les caractéristiques granulométriques trouvées pour le sol de Rouen dans la classification USCS/LCPC. Nous trouvons que le sol, à 8 mètres de profondeur, de Rouen est un sable limoneux avec une proportion d'argile de 15%.

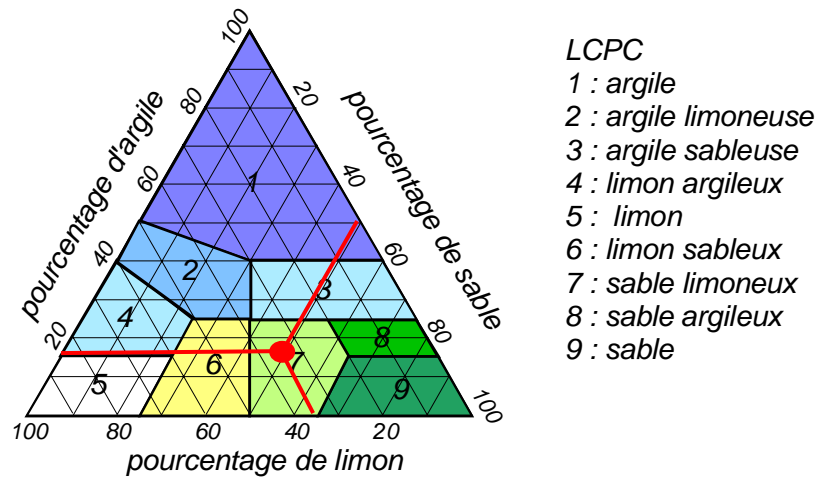


Figure 3.57 Classification USCS/LCPC

### 3.3.5.3 Limites d'Atterberg

Les résultats peuvent être résumés de la façon suivante :

$W=28,3\%$   $W_L=25,9\%$   $W_p=21,2\%$   $IP=4,7\%$   $V_{BS}=1,37\text{g}/100\text{g}$ .

Le diagramme de plasticité LCPC/USCS (figure 3.58) est utilisé pour compléter la classification du sol. Nous trouvons un limon sableux peu plastique.

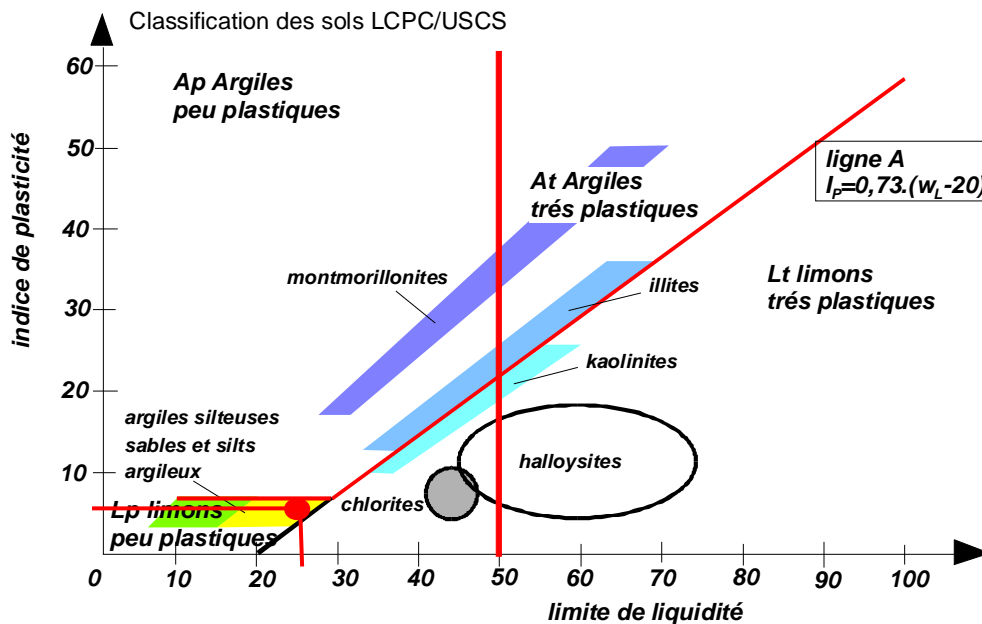


Figure 3.58 Diagramme ternaire intégrant la plasticité

Ces conclusions confirment qu'il s'agit d'un sol peu plastique ce qui correspond bien à de l'argile illitique identifiée par le microscope électronique.

### 3.3.5.4 Essai de densité au stéréopycnomètre

A un niveau de 9,50 à 9,73 m de profondeur, les résultats ont montré que la densité de la fraction sableuse du sol est de 2,68 et que la densité de la fraction argileuse est égale à 2,63.

### 3.3.6 Essais œdométriques sur une argile limoneuse et sableuse

Une série de quatre essais œdométriques sur deux niveaux a été réalisée pour obtenir la contrainte de préconsolidation.

Le matériel utilisé est un œdomètre à chargement par l'arrière de type Wickham Farrance. Le chargement est de type incrémental par ajout de masses.

La lecture des mesures est visuelle sur un comparateur mécanique au 1/100<sup>ième</sup>.

La taille, le montage des éprouvettes et la réalisation de l'essai ont été effectués par Stempfelet.

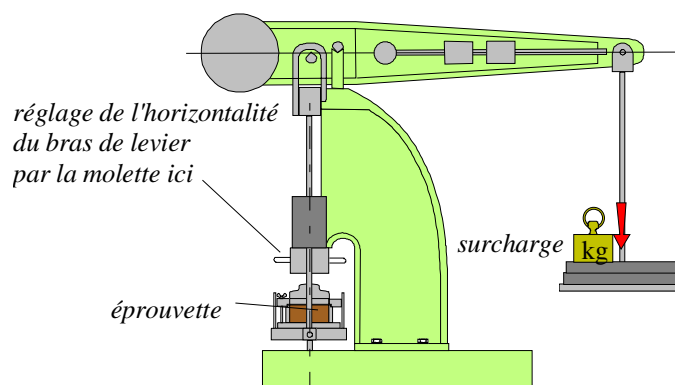


Figure 3.59 Œdomètre

Tableau 16 Caractéristiques des essais œdométriques

Essai	Profondeur (m)	Œdomètre	Date	w (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	eo	Cs	Cc
1	9,20-9,23	2	05/10/2000	32	19,50	88	90	0,796	0,010	0,165
2	9,20-9,23	3	05/10/2000	30	19,46	88	100	0,771	0,055	0,2
3	3,52-3,55	4	05/10/2000	62	15,76	55	66	1,724	0,015	0,69
4	3,52-3,55	6	05/10/2000	63	15,78	55	66	1,737	0,03	0,72

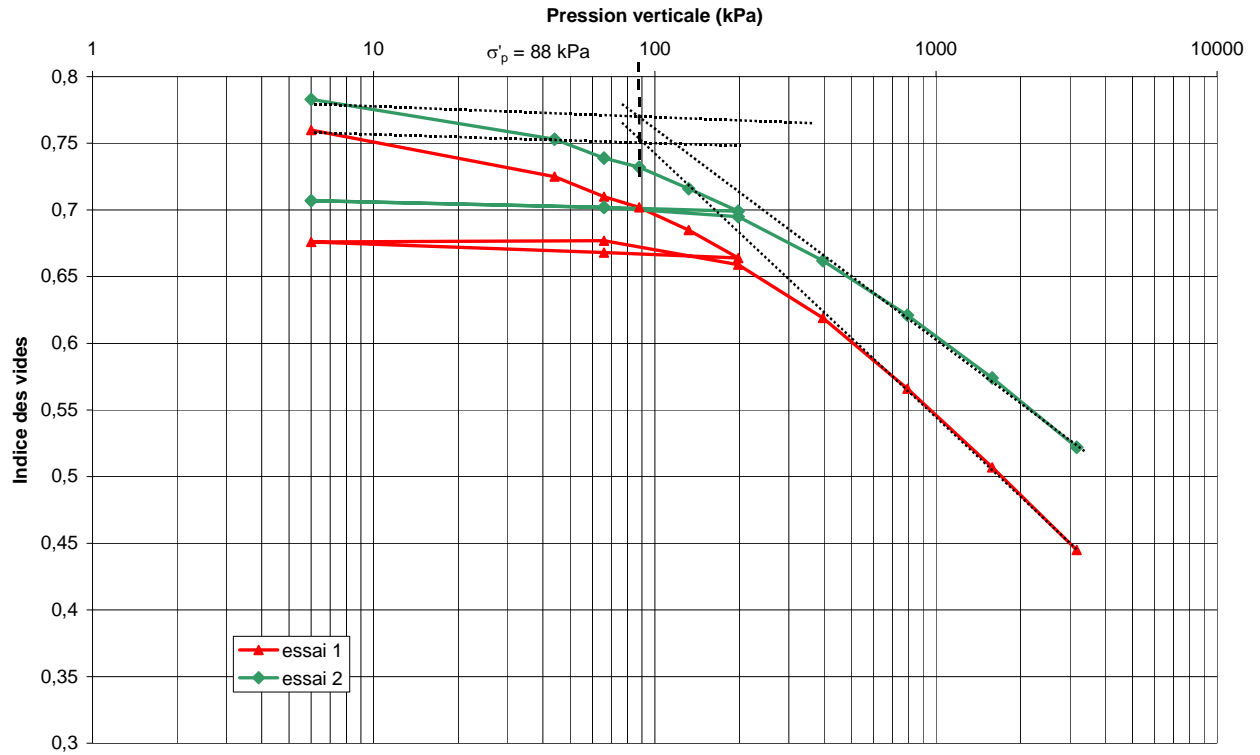


Figure 3.60 Essais œdométriques 1 et 2, profondeur carotte 9,20-9,40m, profondeur éprouvette 9,20-9,23

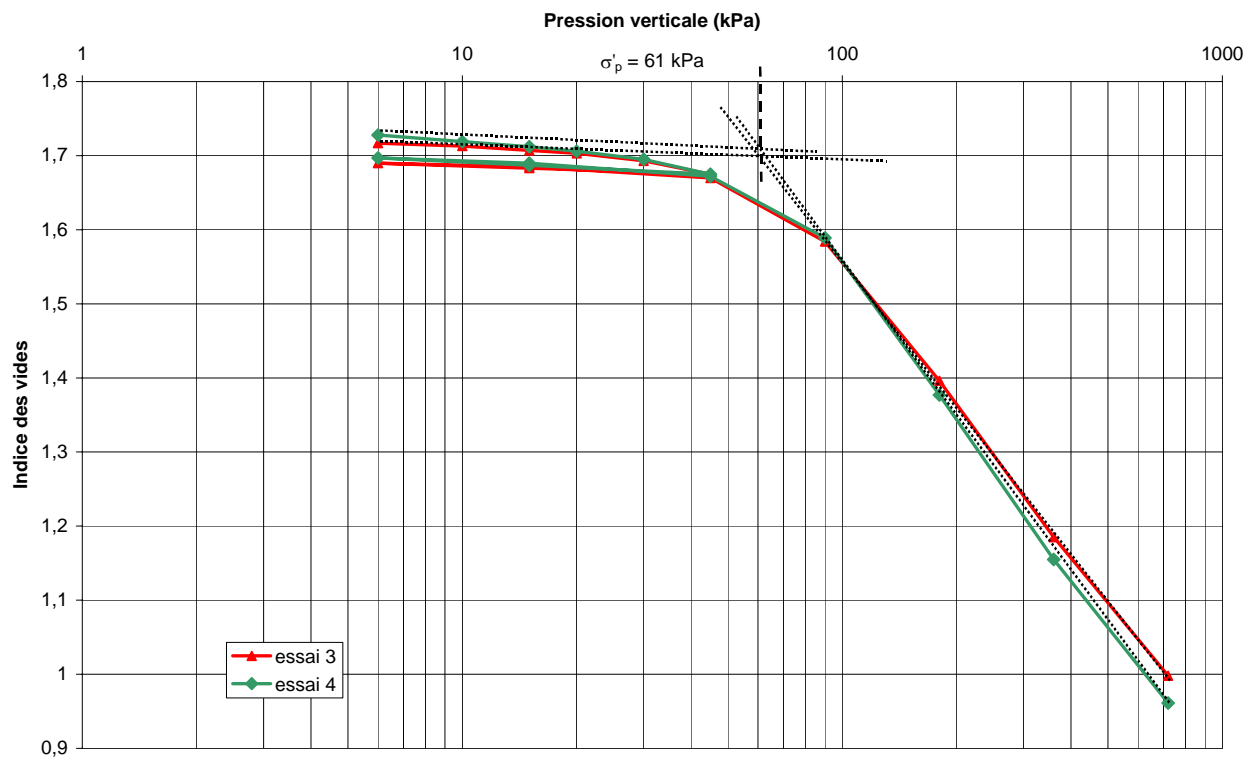


Figure 3.61 Essais œdométriques 3 et 4, Profondeur carotte 3,50-3,70m, profondeur éprouvette 3,50-3,53

Pour les horizons testés, nous obtenons des rapports de surconsolidation légèrement supérieurs à 1. On constate que les éprouvettes ne sont pas remaniées.

Pour l'horizon 3,5-3,7m, proche de la surface, cette légère surconsolidation est probablement due à la fluctuation de la nappe d'eau se situant à son voisinage.

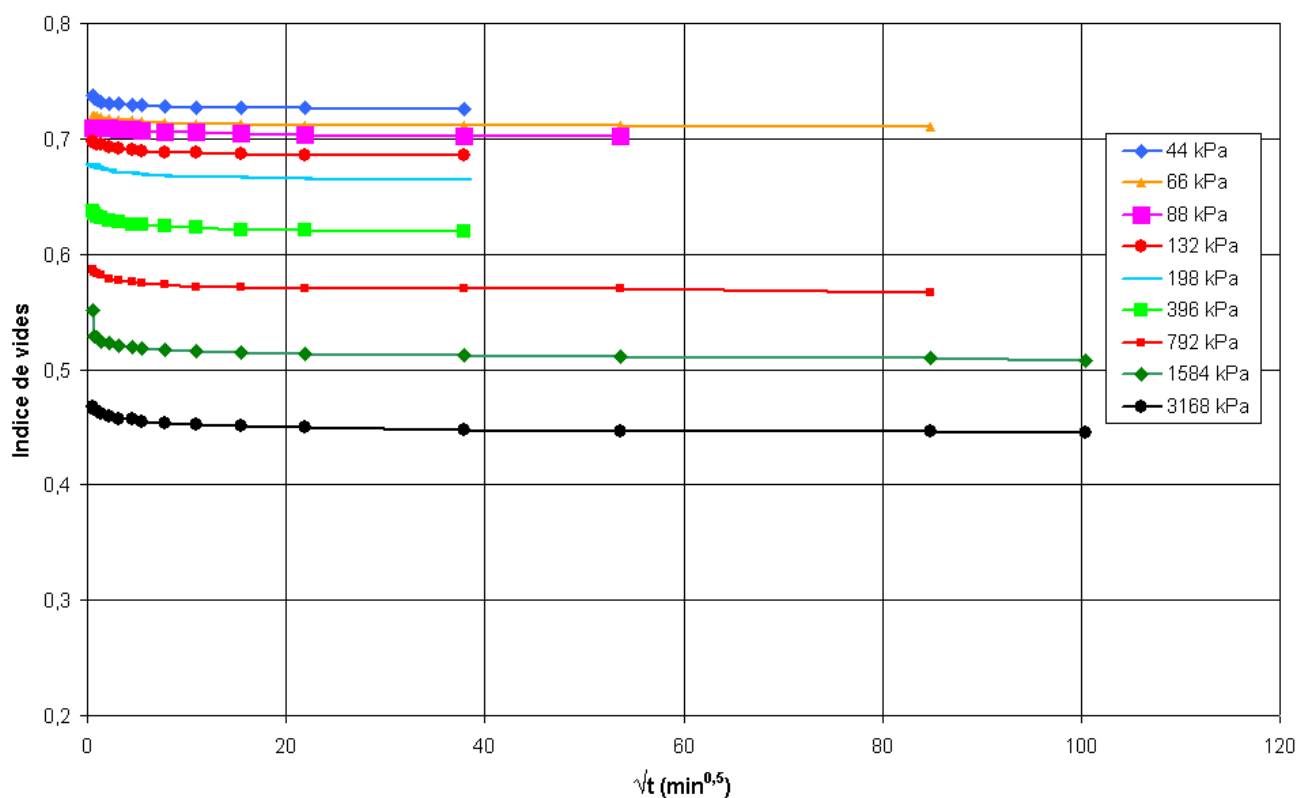


Figure 3.62 Essai de consolidation pour l'éprouvette 2

Les résultats moyens pour le sol prélevé à 9,2m sont :  $t_{90} = 300$  secondes et  $C_v = 2.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

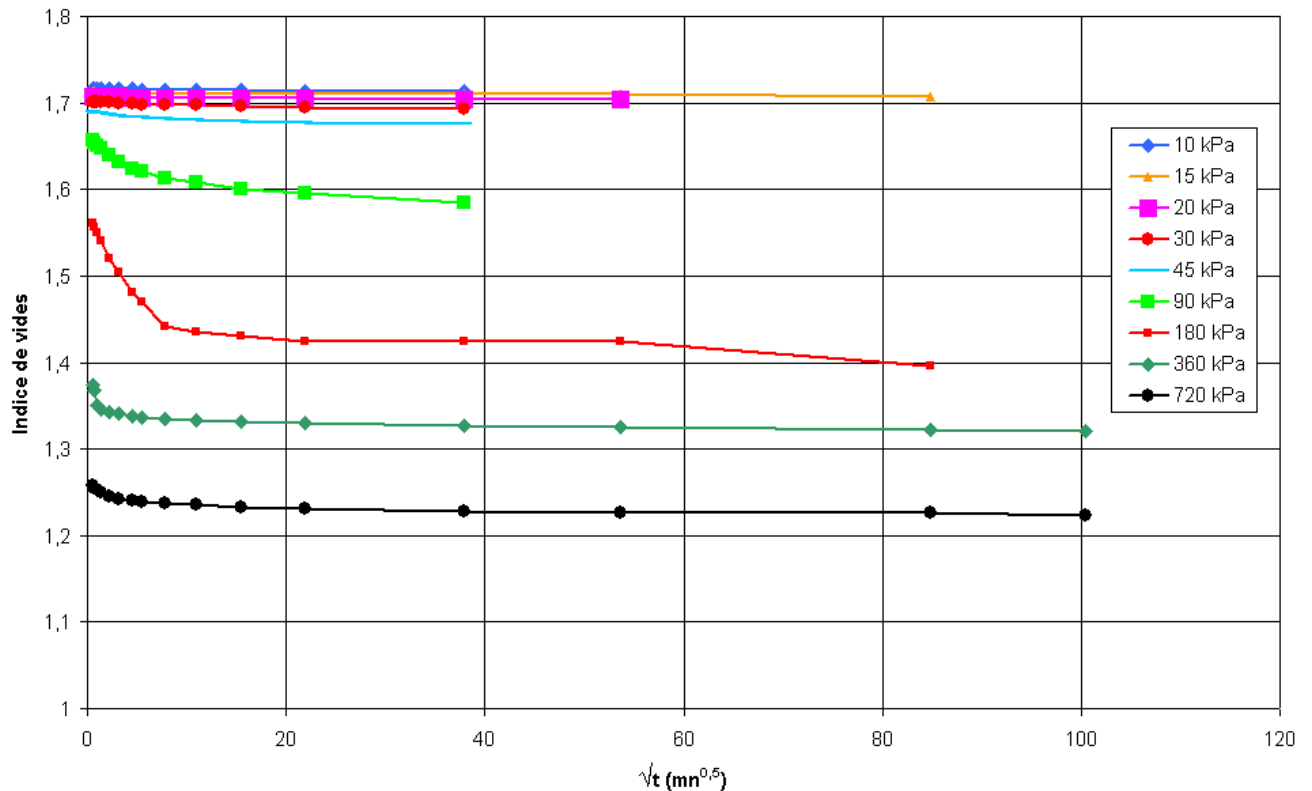


Figure 3.63 Essai de consolidation pour l'éprouvette 3.

Les résultats moyens pour le sol prélevé à 3,55m sont :  $t_{90} = 650$  secondes et  $C_v = 8.10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Ces essais montrent que les deux horizons étudiés sont relativement perméables.

### 3.3.7 Essais triaxiaux

Le matériel utilisé est constitué de deux types d'appareillage, le premier plus classique est constitué d'une presse classique de marque Wickeham Farrance et son système d'application des pressions par pots de mercure, le second type est constitué d'une cellule de type Bishop Weshley et de trois générateurs de pression de marque GDS (figures 3.64 et 3.65).

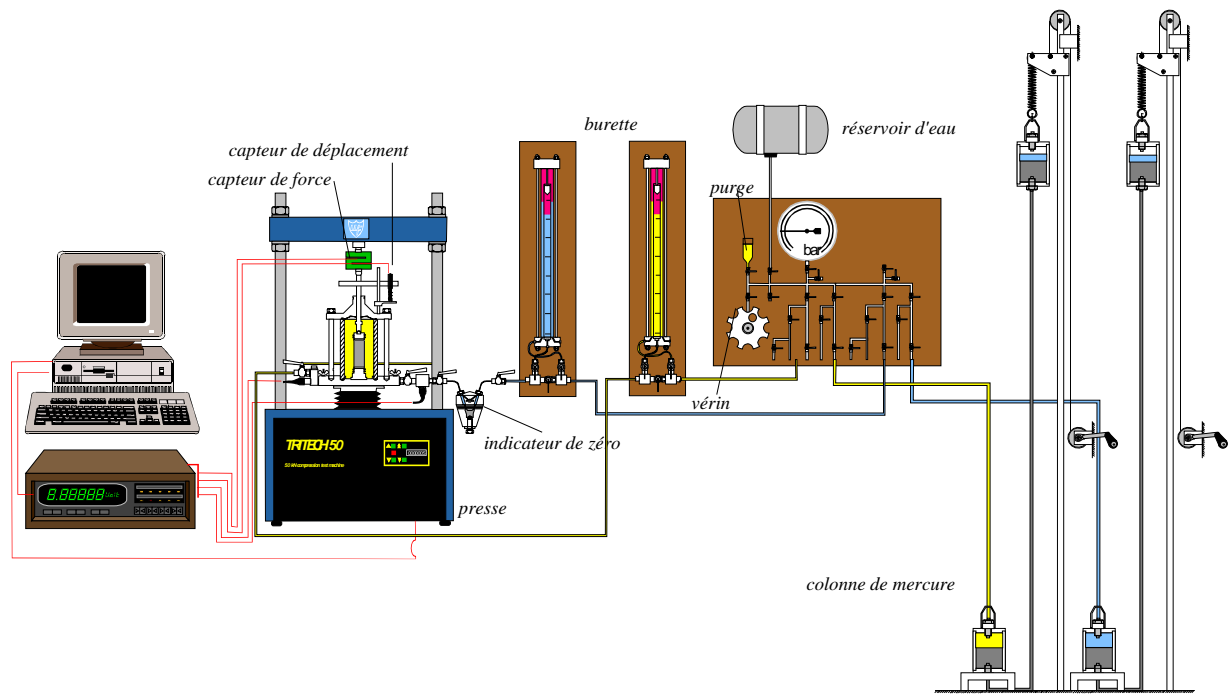


Figure 3.64 Appareillage classique

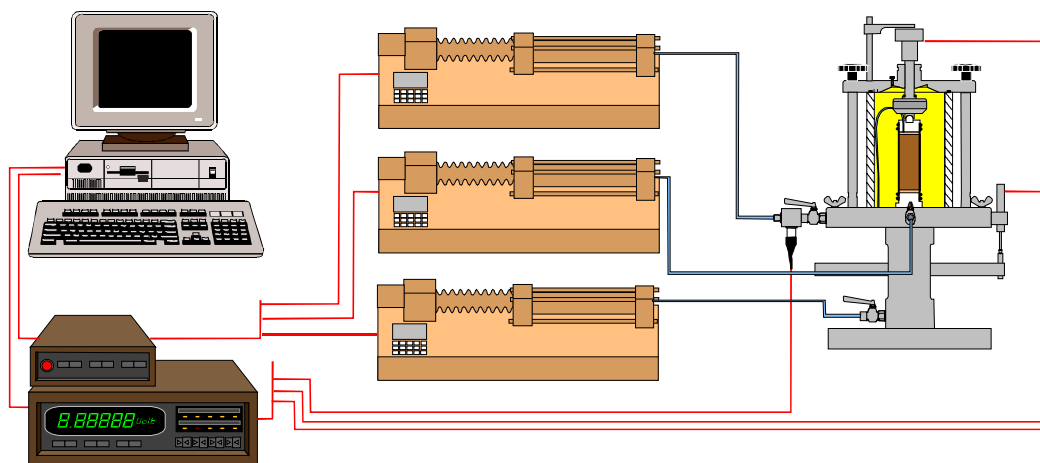


Figure 3.65 Appareillage avec une cellule Bishop Wesley

Trois séries d'essais triaxiaux drainés et non drainés ont été effectuées sur le sol de Rouen. L'opération de taille, de montage et de démarrage d'essai, est effectuée par J.-P. Stempfelet pour la première et la deuxième séries et par J.-L. Tacita pour la troisième série.

Les deux premières séries avaient été réalisées pour obtenir des paramètres mécaniques utiles aux travaux de Duca afin d'effectuer des calculs sur l'ouvrage.

Dans les trois tableaux suivants, nous donnons les détails des différentes séries d'essais effectués.



*Tableau 17 Caractéristiques de la première série : essais triaxiaux CU+u*

Essai	Profondeur (m)	Date	w (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_3^t$ (kPa)	$\sigma_3^r$ (kPa)	F/S (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	$u_{rupt}$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1$ (kPa)
1	7,75-7,87	11/04/2001	27,9	19,39	100	100	NE	NE	NE	NE	NE
2	7,75-7,87	18/04/2001	28,6	19,09	100	98	120,3	218	75,55	22,5	142,5
3	7,75-7,87	20/04/2001	27,7	19,80	160	158	156,6	314	114,88	43,1	199
4	7,75-7,87	24/04/2001	25,8	19,86	220	365	220,2	585	250,63	114,4	334
5	7,75-7,87	25/04/2001	29,2	19,17	300	468	305,5	773	393,59	74,4	379,4
6	7,75-7,87	26/04/2001	26,9	19,39	75	75	99,04	174	58,08	16,2	115,9

NE : Non Exploité

*Tableau 18 Caractéristiques de la deuxième série : essais triaxiaux CD*

Essai	Profondeur (m)	Date	w (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1$ (kPa)
7	7,87-8,00	29/05/2001	29,3	19,35	100	344
8	7,87-8,00	22/06/2001	30,8	19,04	160	560
9 GDS	7,87-8,00	10/07/2001	32,1	19,22	160	420
10	7,87-8,00	20/07/2001	30,9	19,35	220	774
11	7,87-8,00	31/07/2001	30,5	19,03	160	1000

*Tableau 19 Caractéristiques de la troisième série : essais triaxiaux CD, EIU et CK<sub>0</sub>D*

Essai	profondeur	Date	Type d'essai	D/H	w (%)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_3^t$ (kPa)	$\sigma_3^r$ (kPa)	F/S (kPa)	$u_{rupt}$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1$ (kPa)
1	8,10-8,20	12/04/2002	CID	70/140	28,8	19,15	90	90	210	-	90	300
2	6,00-6,20	18/06/2002	CK <sub>0</sub> D	50/87,5	23,2	19,17	90	90	90	-	118	180
3	6,00-6,20	24/05/2002	CK <sub>0</sub> D	37,1/76	23,4	19,27	90	90	90	-	115	180
4	6,00-6,20	24/05/2002	EIU	51,5/101,5	25,0	18,99	90	90	42	16	74	132
5	3,25-3,50	24/07/2002	EIU	51/100,5	55,3	16,15	70	70	37	20	50	103
6	3,5-3,73	26/06/2002	CU+U	51/100,25	59,9	16,22	70	70	75	45	25	145
7	3,5-3,73	18/07/2002	CU+U	50,5/100,1	64,9	16,4	70	70	72	44	26	142

### **3.3.7.1 Première série : Essais triaxiaux consolidé et non-drainé (CIU+u)**

Six essais sur des éprouvettes de diamètre 35 mm et de hauteur 70 mm ont été effectués sur le matériau taillé dans le même bloc. Le matériau est très difficile à tailler pour cause d'éclatement et d'auto-effondrement.

Les différentes éprouvettes ont été consolidées de manière isotrope à des valeurs entourant la contrainte verticale en place estimée à 151 kPa. Ceci donne une série de 75, 100 160, 220 et 300 kPa.

Ces essais ont été réalisés sous contre-pression de 200 kPa avec mesure de pression interstitielle et le cisaillement a été réalisé à une vitesse 0,04mm/mn calculée selon la norme NF P 94-071 à partir de la valeur de  $t_{100}$  obtenue à l'œdomètre. Une fausse manipulation lors du lancement du premier essai empêche son interprétation, seuls les résultats de la consolidation sont utilisés.



Figure 3.66 Éprouvettes après des essais CU+u

### Consolidation

La consolidation est obtenue en un temps inférieur à deux jours.

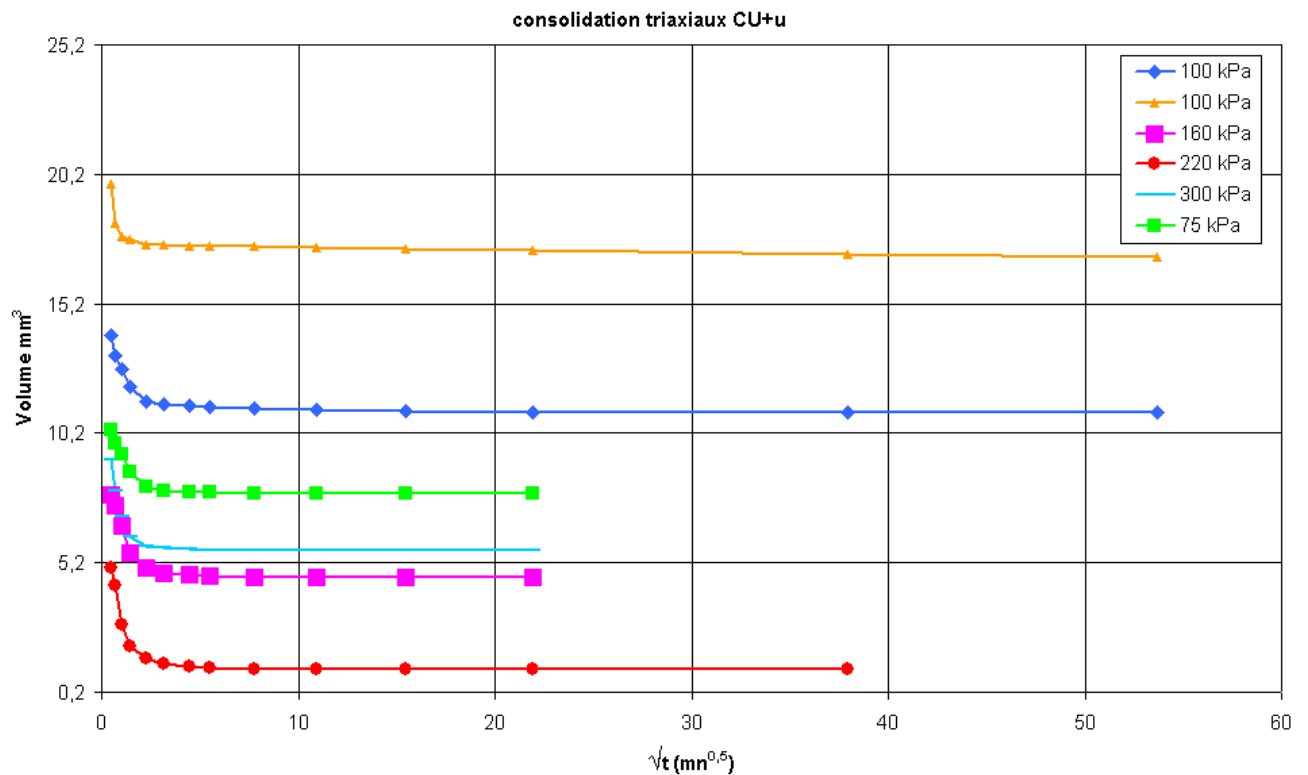


Figure 3.67 Essai de consolidation pour les triaxiaux CU+u.

### Cisaillement

Les résultats de la phase de cisaillement triaxial sont montrés dans les deux figures 3.68 et 3.69.

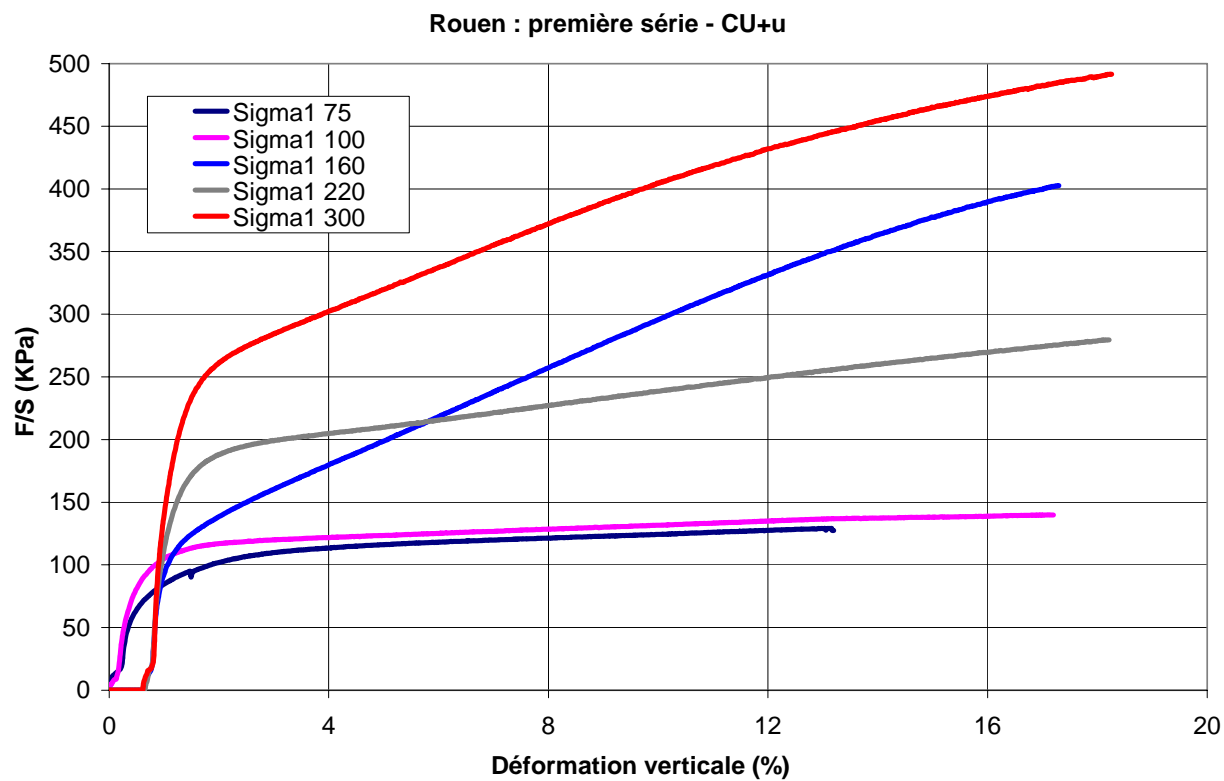


Figure 3.68 Relation déviateur - déformation verticale

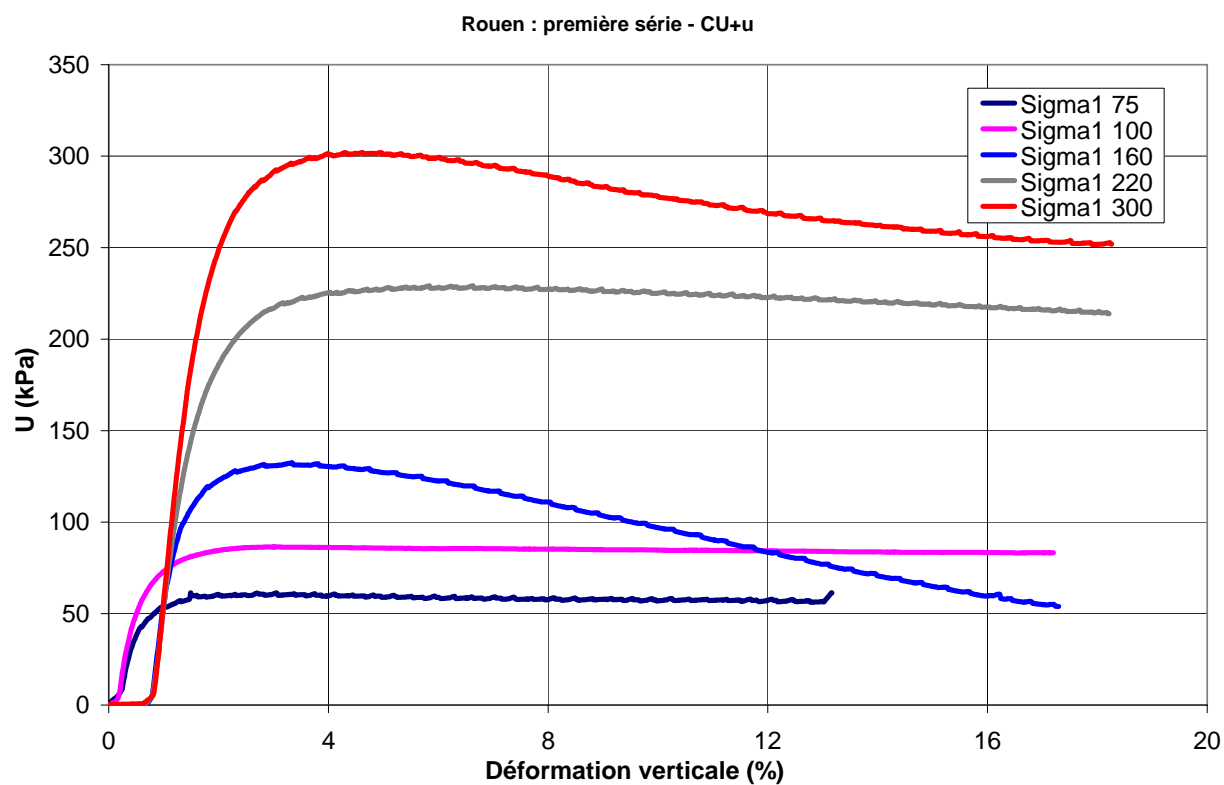


Figure 3.69 Relation pression interstitielle - déformation verticale

## Analyse

Ci-dessous, nous avons rassemblé les essais dans la représentation de Mohr-Coulomb en contraintes totales.

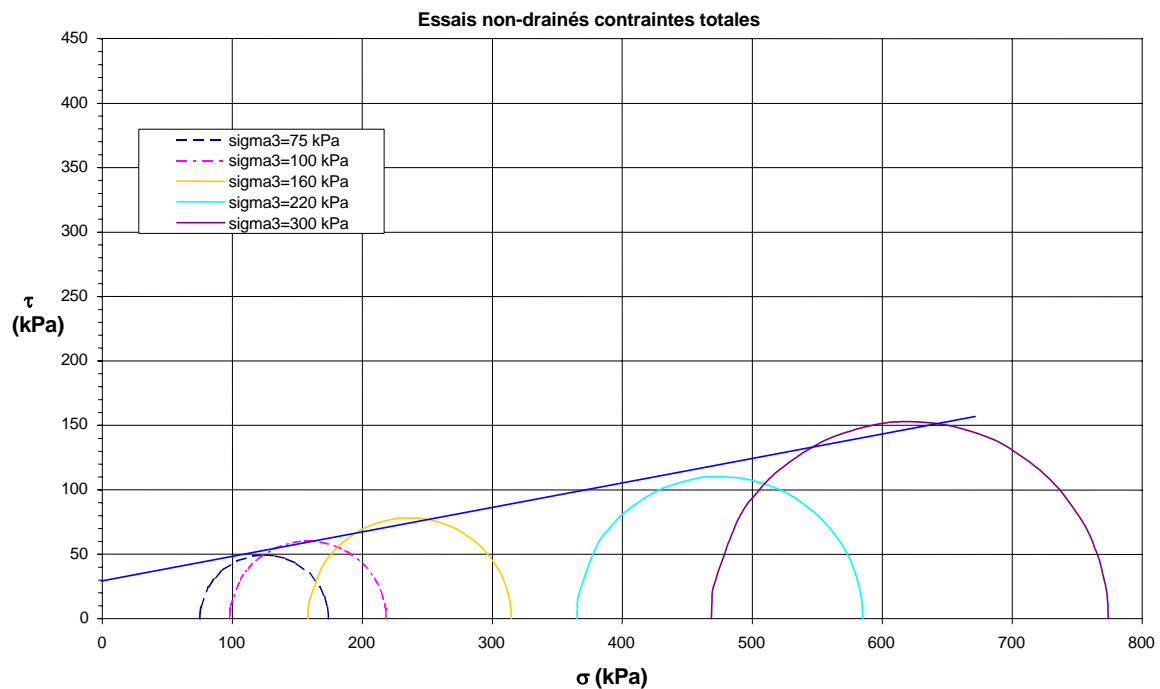


Figure 3.70 Détermination de la droite de rupture dans le plan de Mohr

La construction du cercle de Mohr en contraintes totales donne un angle de  $10^\circ$  et une cohésion de 34 kPa environ. La même construction en contraintes effectives donne un angle de  $39^\circ$  et une cohésion de 5 kPa environ.

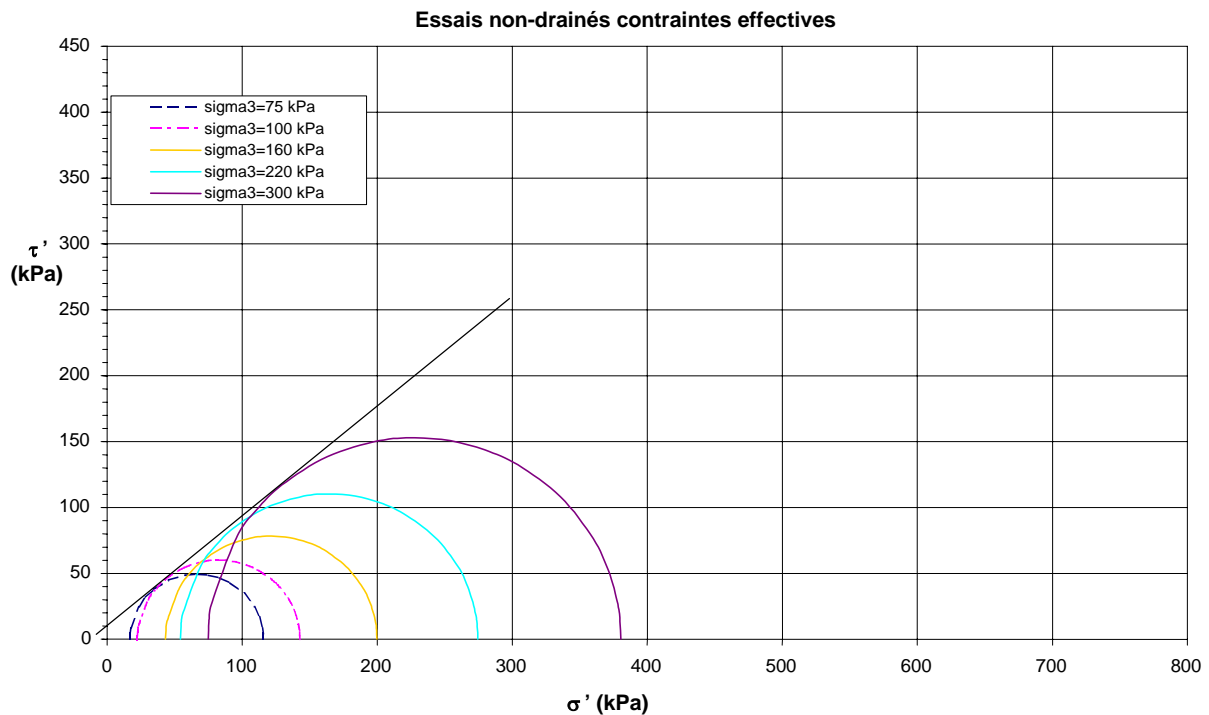


Figure 3.71 Détermination de la droite de rupture dans le plan de Mohr

La figure 3.72 présente le diagramme  $c_u = q_f/2$  en fonction de la pression de consolidation  $\sigma'_c$  ainsi que la droite de régression donnant  $\lambda_{cu}$ .

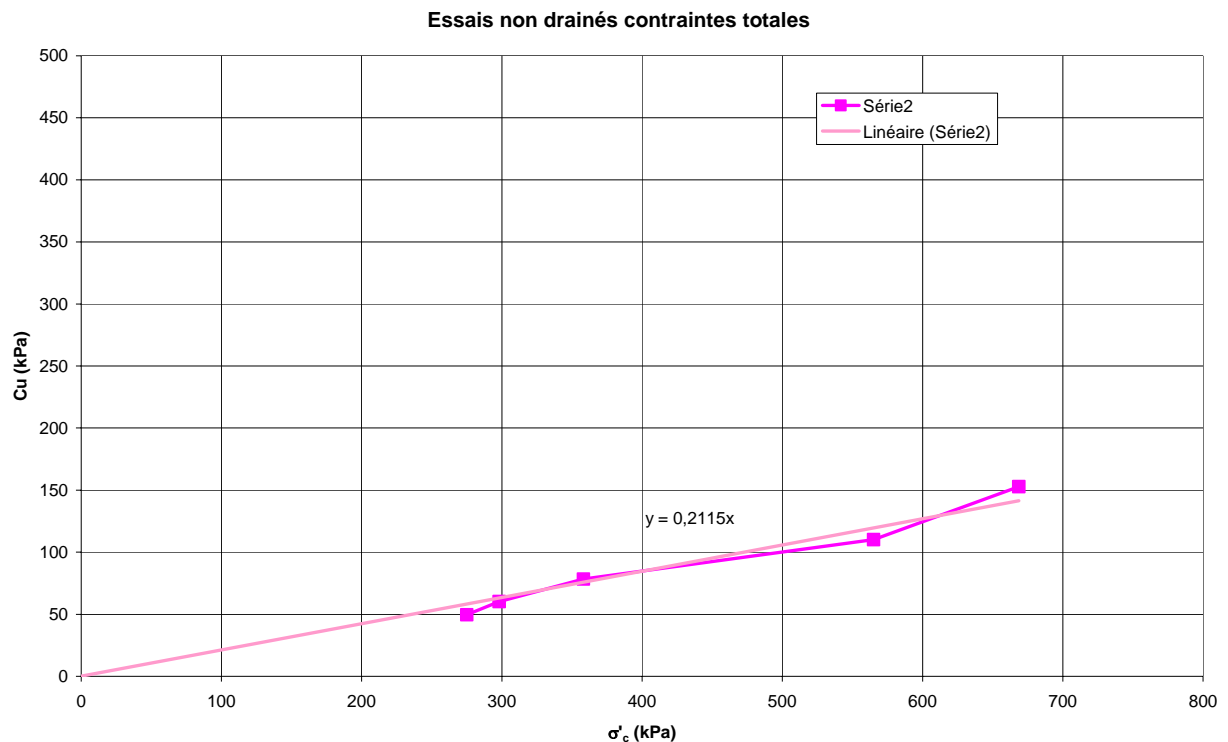


Figure 3.72 Détermination de l'évolution de  $c_u$

### 3.3.7.2 Deuxième série : Essais triaxiaux consolidés et drainés (CID)

La procédure de taille est la même que celle des essais non-drainés. Les pressions de consolidation sont identiques : 100, 160, 220 et 300. Ces essais ont été réalisés sous une contre-pression de 200 kPa et cisailés à une vitesse de 0,0006 mm/mn.



Figure 3.73 Éprouvettes après des essais CD

### Consolidation

La consolidation est atteinte dans un délai inférieur à 2 jours.

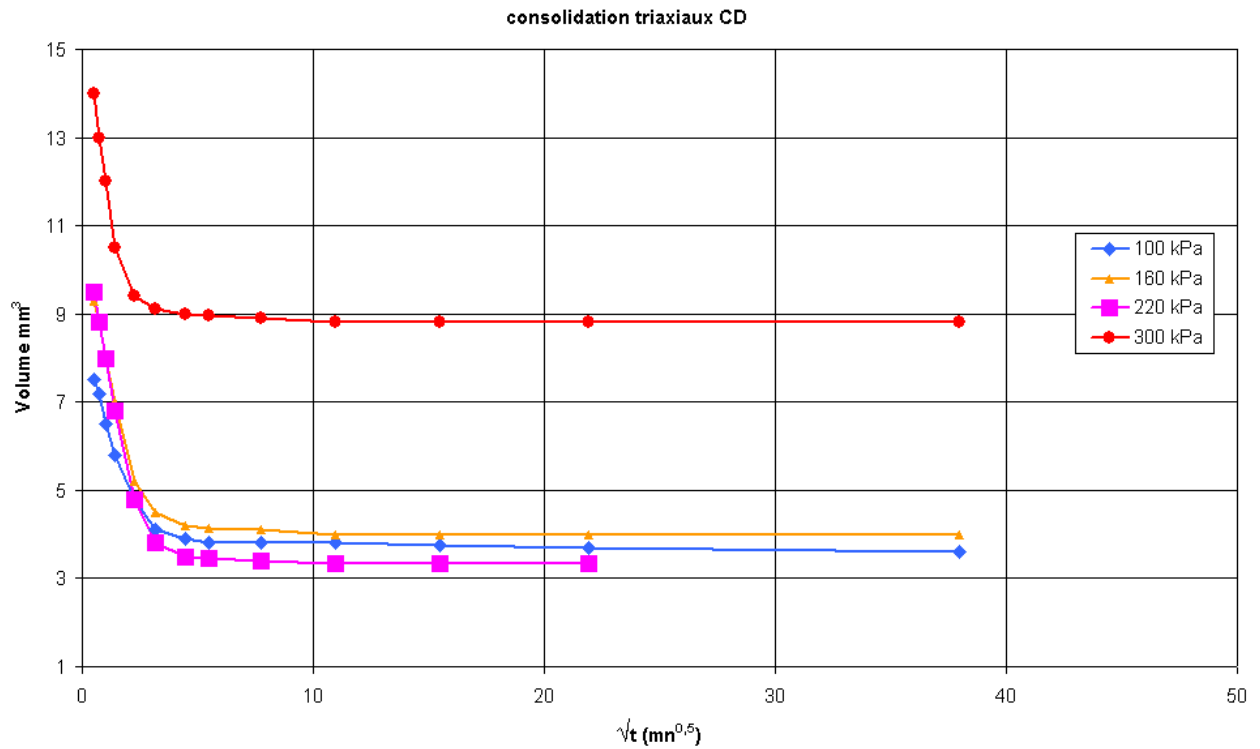


Figure 3.74 Essai de consolidation pour les triaxiaux CD

### Cisaillement

Nous présentons les résultats de cette série en termes de relation entre le déviateur F/S et la déformation verticale.

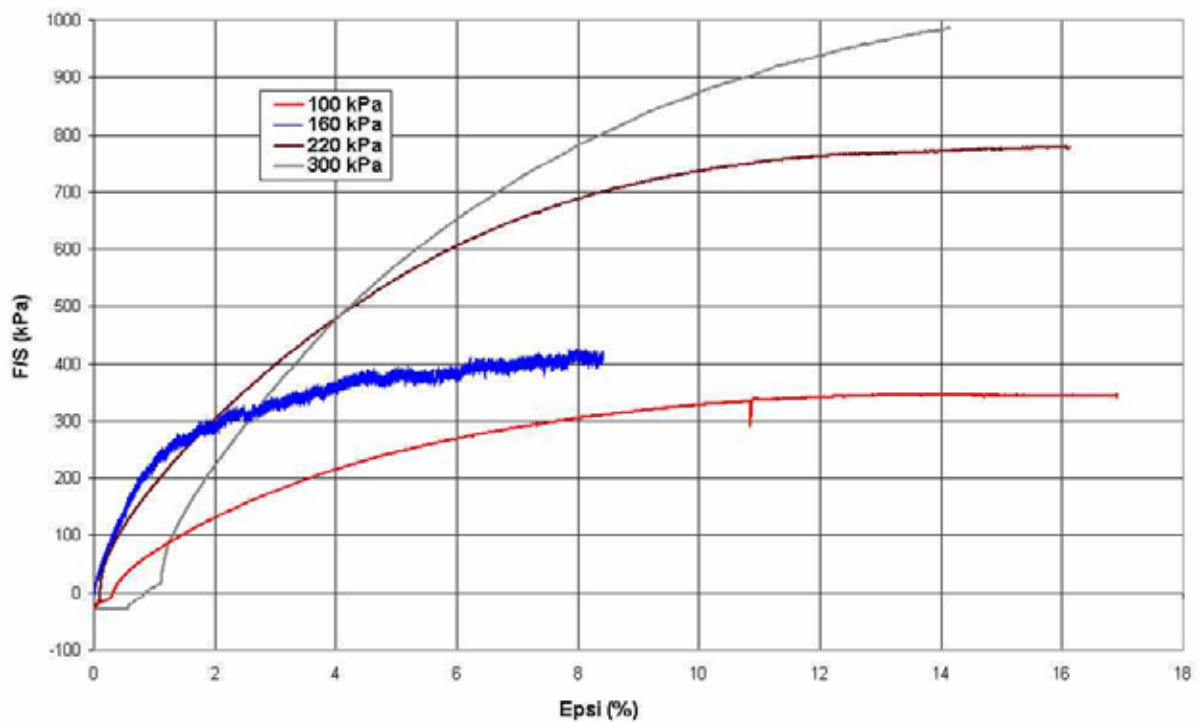


Figure 3.75 Relation déviateur et déformation verticale

### Analyse

Pour la détermination des paramètres de la résistance en contraintes effectives, il est commode d'utiliser la représentation de Lambe avec en abscisse la pression moyenne  $s$ , et en ordonnée le déviateur des contraintes  $t$ .

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ contrainte moyenne effective,}$$

$$t' = t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ contrainte déviatorique}$$

avec

$$\sigma_1' = \sigma_1 - du_{rupt} \text{ et } \sigma_1 = \frac{F_v}{S} + \sigma_c - u_{cp}$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - du_{rupt} \text{ et } \sigma_3 = \sigma_c - u_{cp}$$

où

$F_v$  est la force verticale,

$S$  la section de l'éprouvette,

$\sigma_c$  la pression cellulaire,

$u_{cp}$  la contre-pression.

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la représentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) consiste en une droite d'équation  $t' = s' \cdot \tan \theta' + t_o$  avec  $\sin \varphi' = \tan \theta' = 0,51$ , ce qui donne un angle de frottement de  $\varphi' = 30$  degrés.

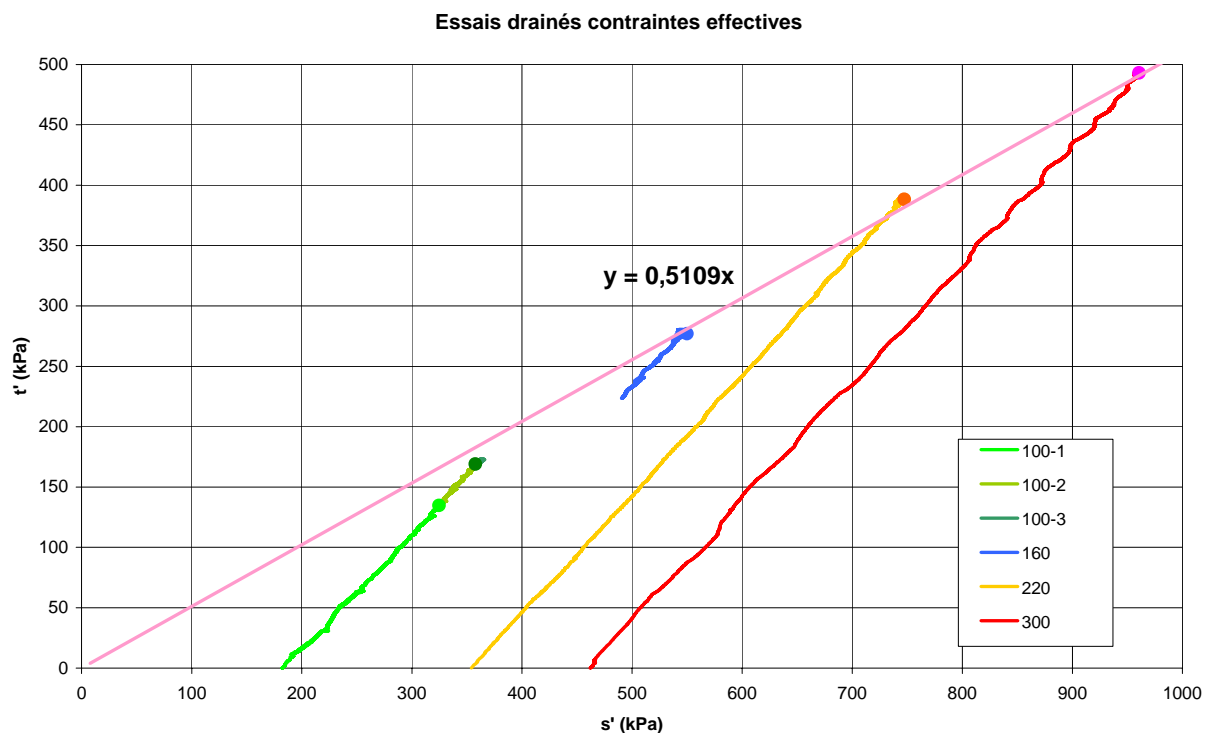


Figure 3.76 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe

Nous allons déterminer la droite de rupture dans le plan de Mohr au cours de l'analyse de la série suivante en ajoutant les nouveaux essais consolidés drainés à la représentation.

### 3.3.7.3 Troisième série : Essais triaxiaux CID, EIU, $CK_0D$ et CIU+U

La procédure de taille est la même que celle des essais des autres séries. Ces essais ont été réalisés sous une contre-pression de 200 kPa pour le premier et 400 kPa pour le reste.

#### Consolidation

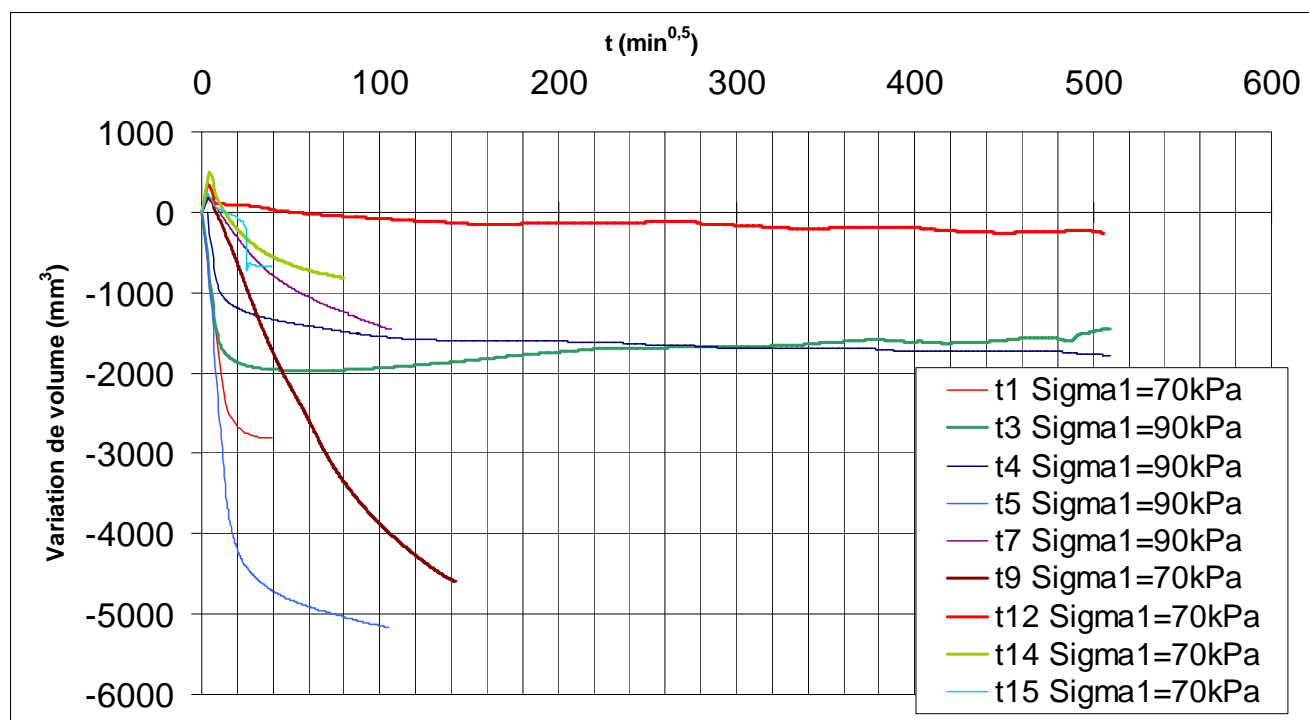


Figure 3.77 Variation du volume en fonction de la racine du temps dans la phase de consolidation

Dans la figure 3.78 nous présentons les déformées des éprouvettes après le cisaillement



Essai CID

Essais  $CK_0D$

Essais EIU

Essais Cu+U

Figure 3.78 Déformées des éprouvettes

#### 3.3.7.3.1 Essai CID

Nous présentons la relation entre le déviateur et la déformation verticale ainsi que le volume drainé en fonction de la déformation.



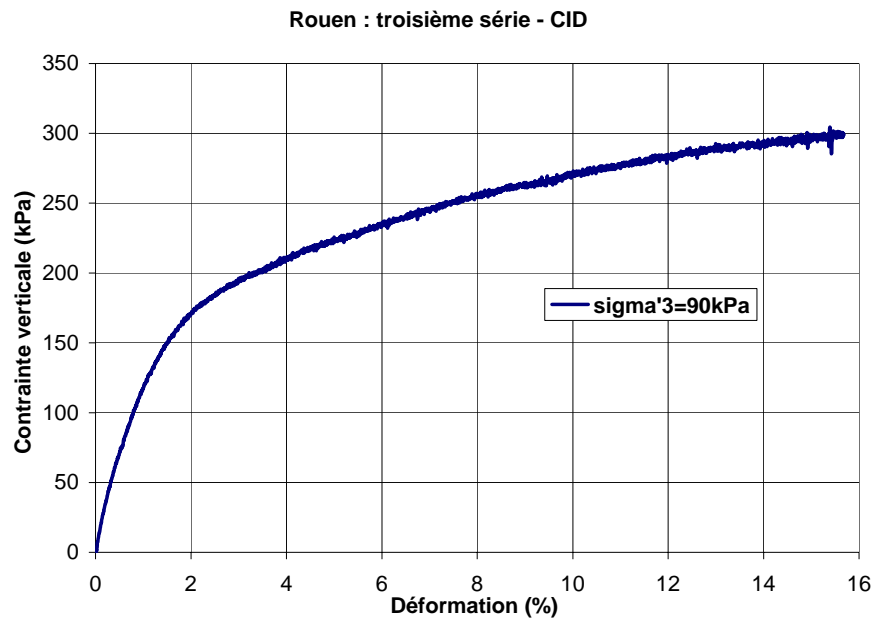


Figure 3.79 Évolution de la déformation verticale en fonction du déviateur

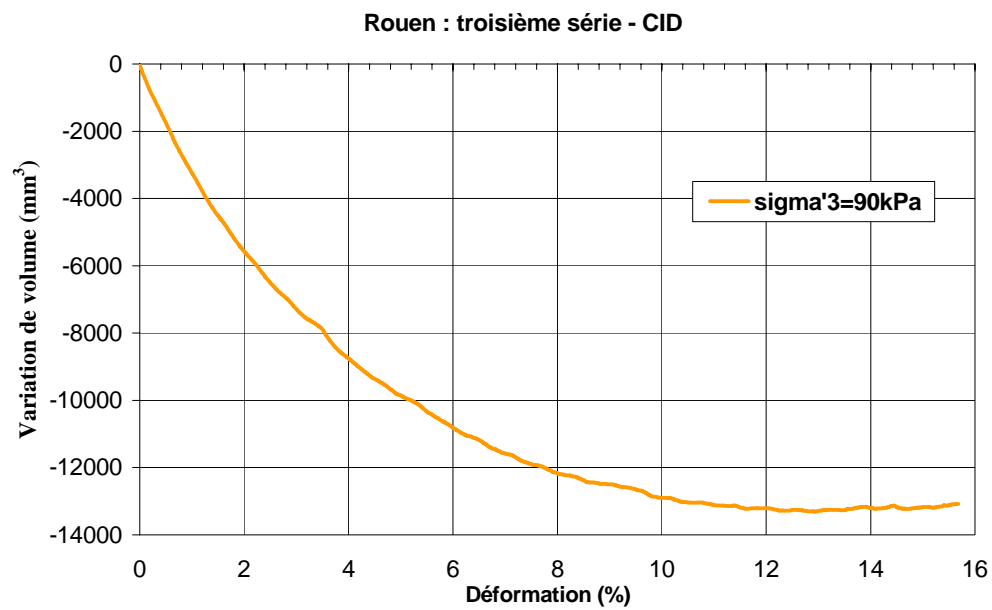
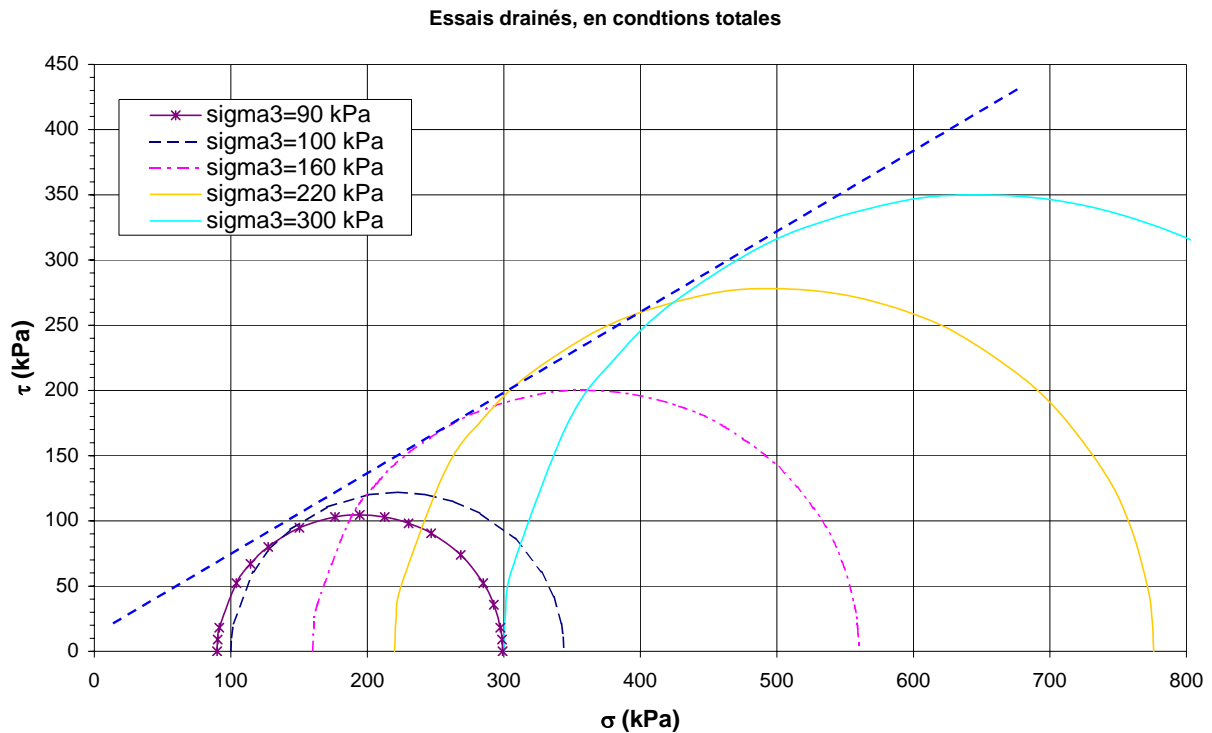


Figure 3.80 Variation du volume en fonction du déviateur

### Analyse

Nous construisons les cercles de Mohr pour l'essai drainé de cette série ainsi que pour les essais drainés de la deuxième série.



La construction des cercles de Mohr (figure 3.81) sur cinq résultats donne un angle de frottement drainé de 29,8 soit 30 degrés avec une cohésion inférieure à 12 kPa, alors que dans la représentation de Lambe, on obtient 30 degrés et une cohésion nulle.

### 3.3.7.3.2 Essais $K_0$ drainés

Une procédure d'essai  $K_0$  a été appliquée à deux éprouvettes de diamètres différents (38 et 50 mm). Les éprouvettes ont été consolidées à une pression isotrope de 90 kPa puis cisailées de façon drainée par application d'une force verticale. La pression cellulaire est augmentée de manière à maintenir le capteur de déplacement radial à sa valeur initiale, c'est-à-dire une condition œdométrique. Il s'agit d'un capteur à effet Hall représenté sur la figure 3.82.

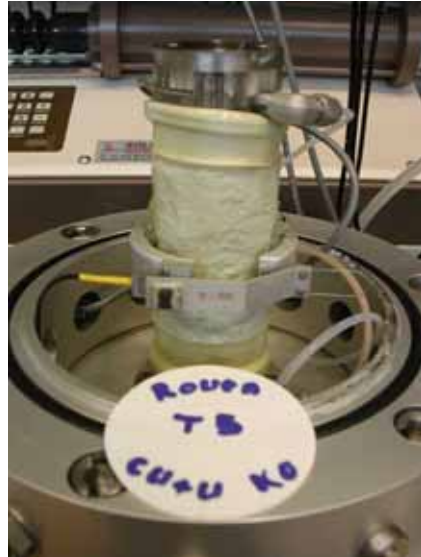


Figure 3.82 Matériel de mesure locale de la variation du diamètre utilisé pour l'essai  $K_o$

On observe sur les courbes effort-déformation qu'il y a une augmentation proportionnelle de la pression cellulaire avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par une stabilisation de la courbe.

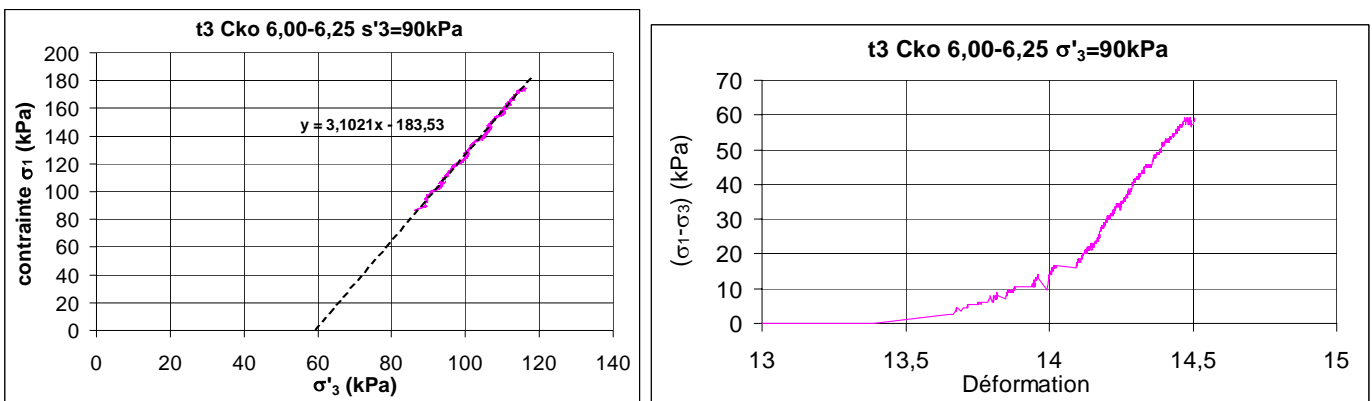


Figure 3.83 Résultats du premier essai  $K_o$

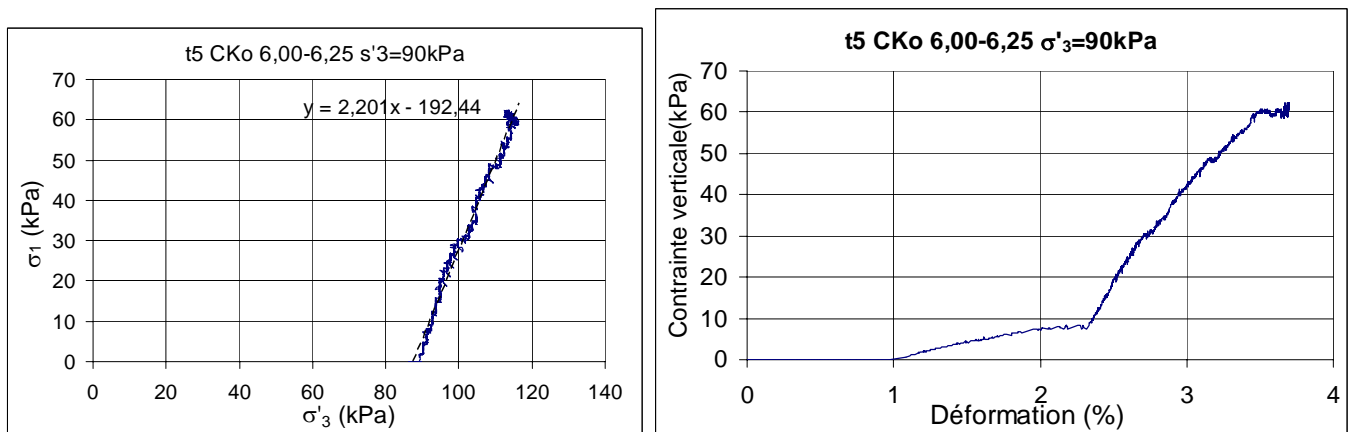


Figure 3.84 Résultats du deuxième essai  $K_o$

Sur la figure 3.85 nous avons représenté l'évolution du coefficient  $K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$  en fonction du surplus de contrainte verticale appliqué. On constate que les deux essais ont une évolution très similaire du coefficient et donne le même coefficient  $K_0$  de 0,64 soit si l'on utilise la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ) un angle de frottement de 21 degrés.

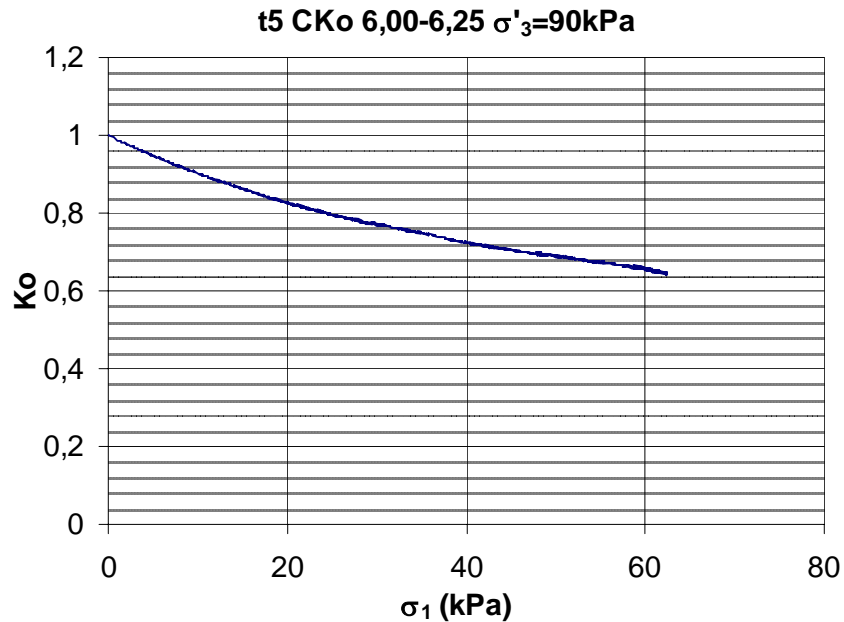


Figure 3.85 Convergence du coefficient  $K_0$  pour les deux essais réalisés

### 3.3.7.3.3 Essais d'extension non drainés EIU

Deux essais d'extension non drainés sont effectués avec des pressions de confinement de 70 et 90 kPa.

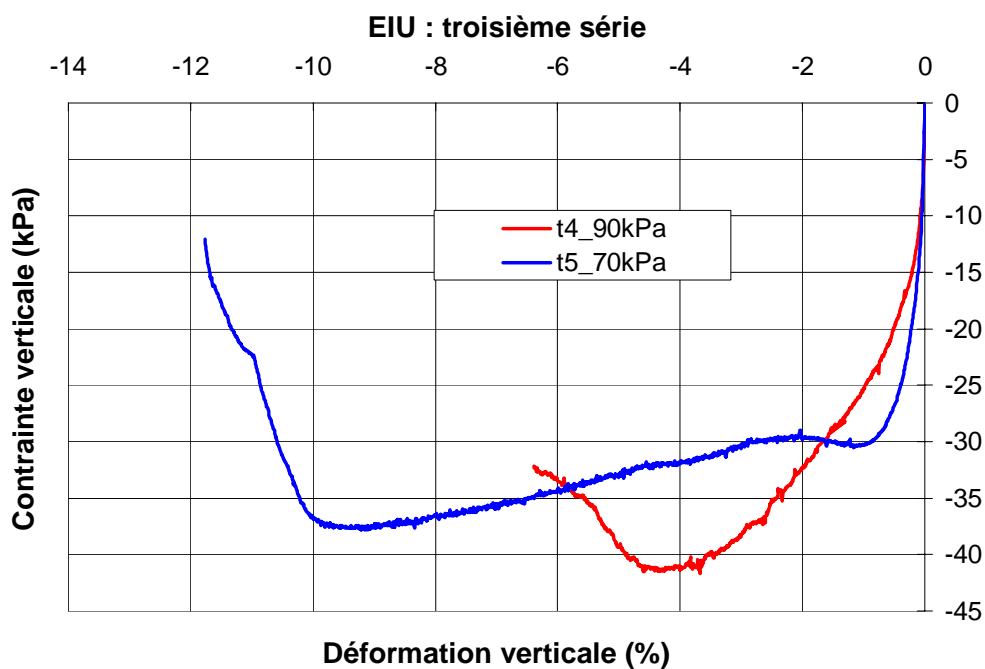


Figure 3.86 Évolution de la déformation verticale en fonction de la contrainte verticale

L'analyse de ces essais en termes de droite de rupture et de paramètres de résistance sera détaillée dans le cadre de l'analyse générale des essais triaxiaux sur le sol de Rouen.

### 3.3.7.3.4 Essais de compression non drainés CIU+U

Deux essais de compression non drainés ont été effectués à une pression de confinement de 70 kPa pour compléter les résultats de la première série avec des mesures issues de capteurs locaux et des mesures de propagation d'ondes de cisaillement. Les sols ne proviennent pas du même niveau (ici 3,70m alors que dans la première série 7,75m), ce qui explique les différences au niveau du déviateur à la rupture. Ces essais furent aussi l'occasion d'effectuer des cycles de déchargement-rechargement afin d'identifier les modules sur ces cycles. Dans les figures 3.87 et 3.88 nous montrons les résultats des essais de compression non drainés.

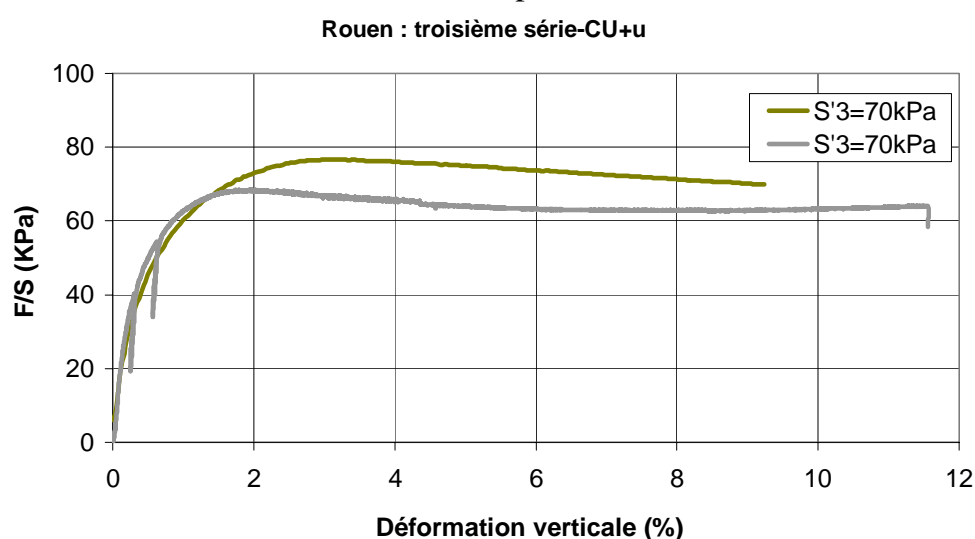


Figure 3.87 Évolution de la déformation verticale en fonction du déviateur

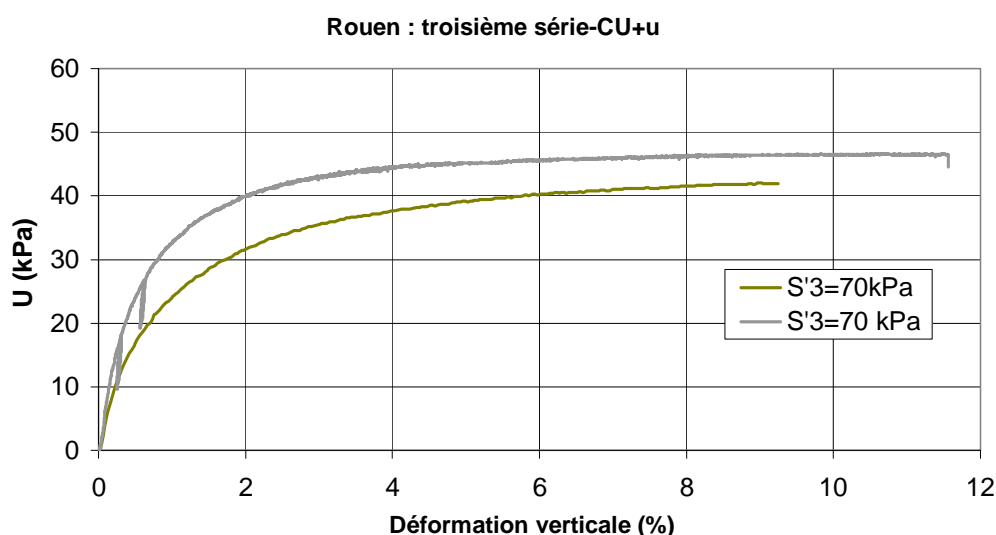


Figure 3.88 Évolution de la déformation verticale en fonction de la pression interstitielle

On atteint la rupture à un déviateur de 77 kPa pour la première éprouvette et à 67 kPa pour la deuxième.

#### 3.3.7.4 Analyse des essais

Pour la détermination des paramètres de la résistance en contraintes effectives, nous utilisons la représentation de Lambe.

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la représentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) consiste en une droite d'équation  $t' = s' \cdot \tan. \theta' + t_o$  avec  $\sin \varphi' = \tan. \theta' = 0,614$ , ce qui donne un angle de frottement non drainé effectif de  $\varphi' = 34$  degrés.

La cohésion vaut  $c' = t_o / \cos. \varphi' = 11,24$  kPa.

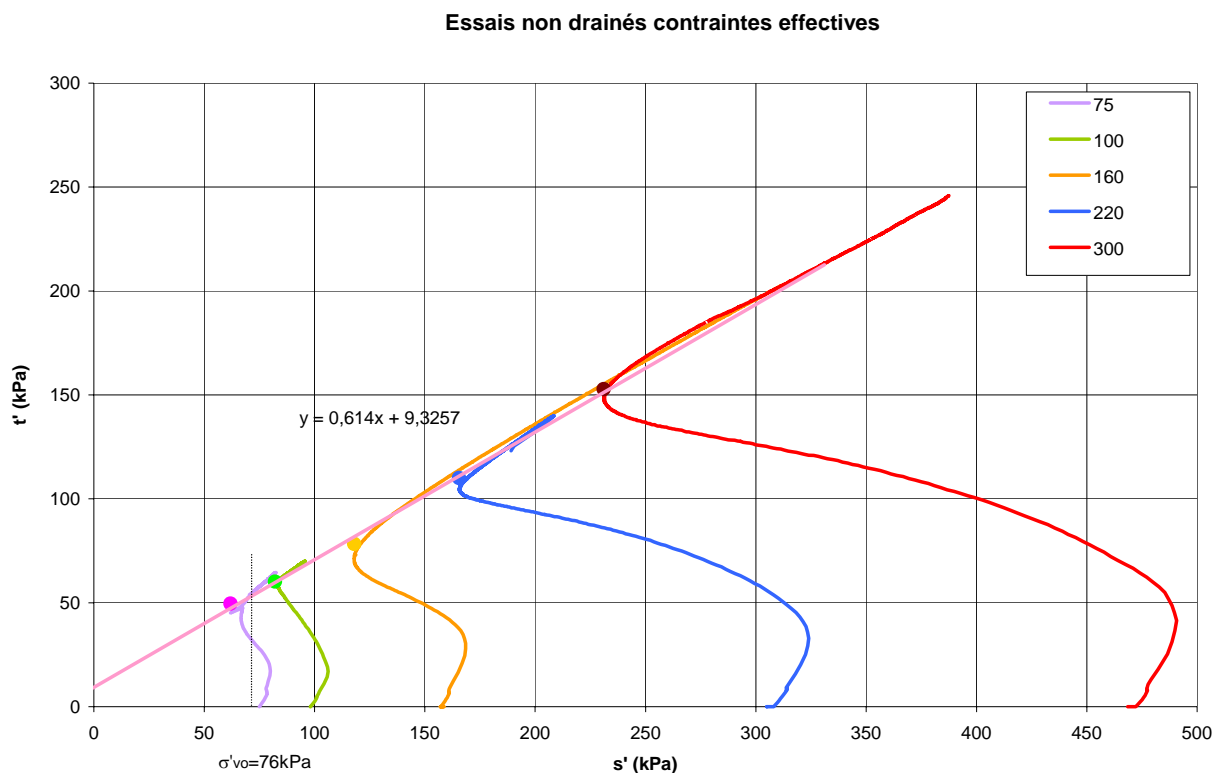


Figure 3.89 Détermination de la rupture dans la représentation de Lambe

Les paramètres moyens de rupture peuvent également être constatés pour toute la couche. Nous comparons alors les courbes de tous les essais sur le même graphique (figure 3.90).

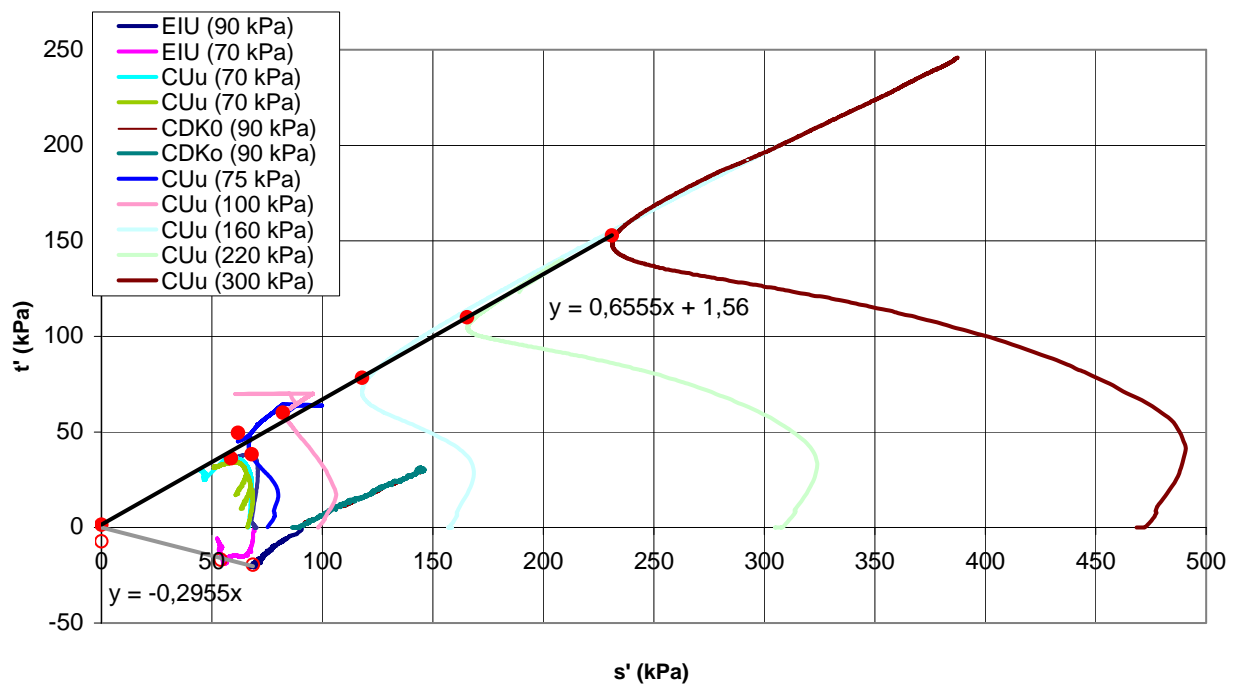


Figure 3.90 Chemins de contraintes des essais dans le plan  $(s', t)$

En compression, nous trouvons un angle de frottement de  $40^\circ$  et une cohésion quasi nulle. En extension, la valeur de l'angle de frottement est de  $18^\circ$ .

Pour les essais drainés et non drainés, on peut également observer la déformabilité du sol de Rouen en représentant l'évolution du module sécant du sol testé en fonction de la déformation des éprouvettes comme présenté au paragraphe 3.1.4.3.

#### Essais triaxiaux non drainés (1<sup>ère</sup> série)

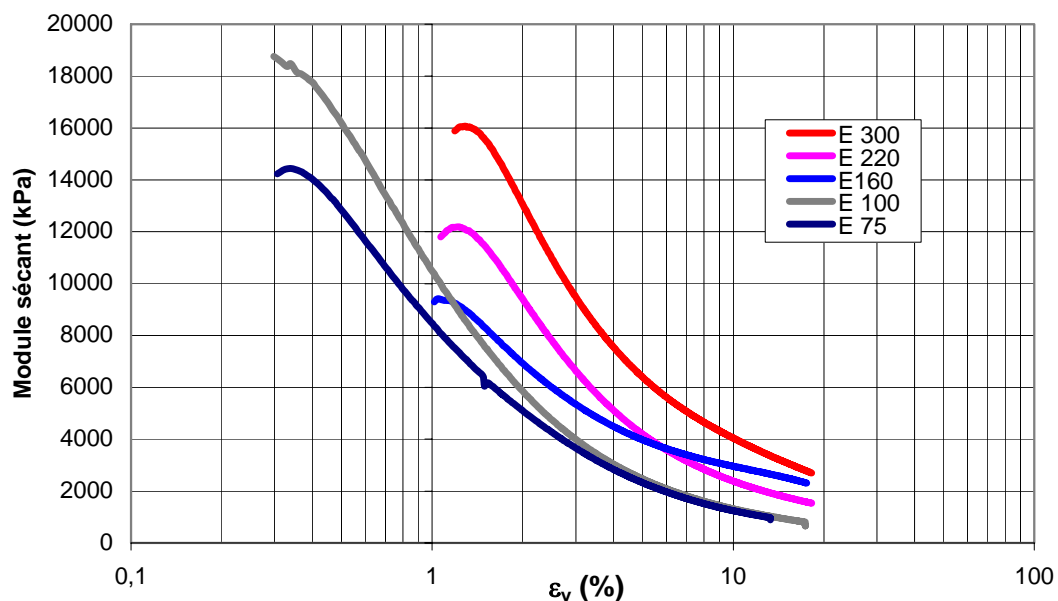


Figure 3.91 Variation du module sécant non drainé en fonction de la déformation verticale

On constate un module sécant moyen de 10000 kPa à 1% de déformation verticale pour les essais non drainés.

Cette première série a été effectuée avec un matériel présentant une assez faible résolution : mesures extérieures des efforts et des déplacements, ce qui explique la faible qualité dans le domaine des petites déformations. Toutefois une bonne reproductivité est observée.

### Essais triaxiaux drainés (2<sup>ème</sup> série)

Pour les essais drainés, on constate un module sécant moyen de 15000 kPa à 1% de déformation verticale.

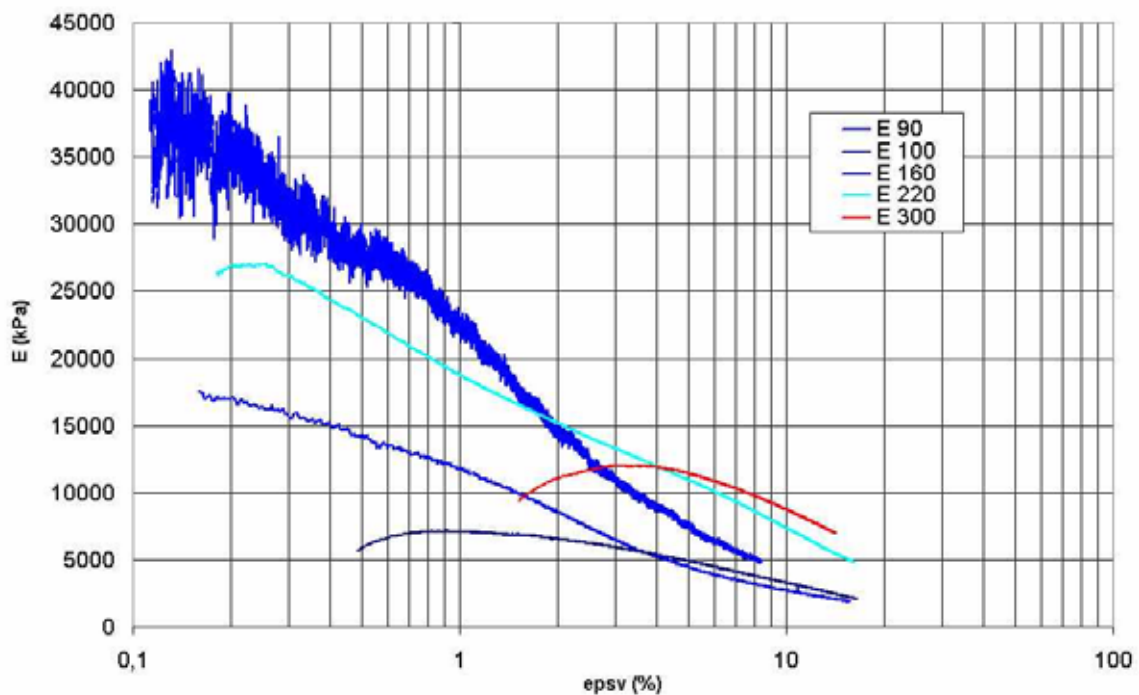


Figure 3.92 Variation du module sécant drainé en fonction de la déformation verticale

### Essais avec les éléments piézo-électriques (3<sup>ème</sup> série)

La troisième série a été l'occasion de faire des mesures de la propagation d'ondes pour trois essais de la troisième série à l'aide d'éléments piézoélectriques (bender elements) (figure 3.93) afin de mesurer les paramètres de déformabilité du sol en question.



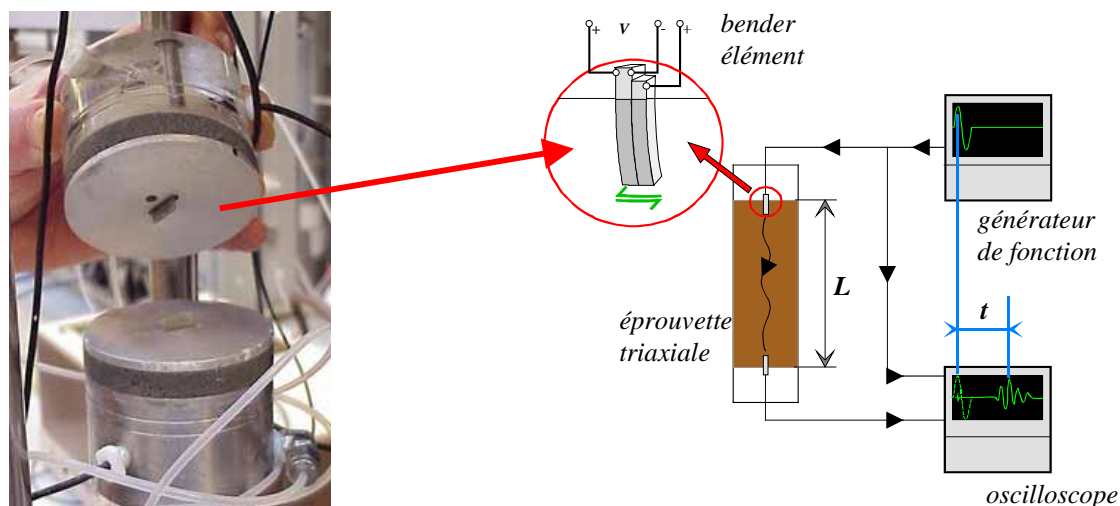


Figure 3.93 Montage des éléments piézo-électriques dans la cellule triaxiale et fonctionnement

Nous avons utilisé un signal sinusoïdal d'amplitude de 14 Volts et de période de 0,1 seconde et le temps de parcours est obtenu entre deux pics.

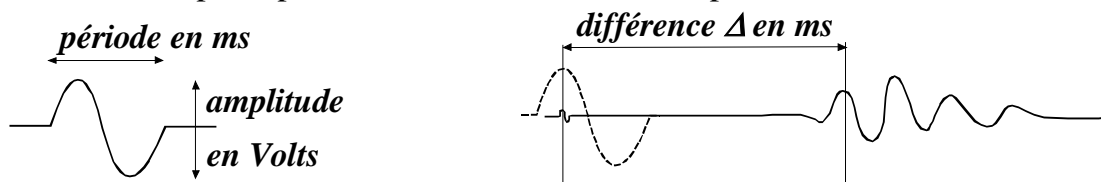


Figure 3.94 Type de signal et détermination du temps de parcours

Nous avons récapitulé dans le tableau 20, les différentes valeurs obtenues au cours des essais nommés T4, T6 et T7 de la série 3.

Tableau 20 Caractéristiques des essais triaxiaux CU+u

Essai	Type	$\sigma_3$ (kPa)	$\varepsilon$ (%)	H (mm)	dh (mm)	$\Delta T$ (ms)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (N/m <sup>4</sup> /s <sup>2</sup> )	$G = \gamma \cdot V^2$ (MPa)	E (MPa)
T4	EIU	90	2	100		0,63	158,7	18990,044	478	NE
T6	CIU+u	70	0	100,25	0,362	1,25	80	16223,717	103	144
T7	CIU+u	70	0,8	100,1	0,14	1,18	84,7	16400,788	117	164

NE : non exploité

Il est possible d'obtenir le module de Young par la formule suivante :

$$E = 2 \cdot (1 - \nu) \cdot G \quad (3.18)$$

Ceci nécessite de connaître le coefficient de Poisson. Si l'on fixe  $\nu$  à 0,3 cela donne un coefficient multiplicateur de 1,4.

Nous avons calculé à partir des trois essais sélectionnés : T4, T6 et T7 de la troisième série d'essais, les modules sécants maxima obtenus sur les courbes de déformabilité des essais triaxiaux et les modules mesurés avec le dispositif à base d'éléments piézoélectriques.

Les modules obtenus par les éléments piézo-électriques sont représentés sur le graphique 3.91 par leur moyenne et pour un taux de déformation arbitrairement défini à  $1 \cdot 10^{-5}$ , valeur de déformation considérée comme la plus petite mesurable.

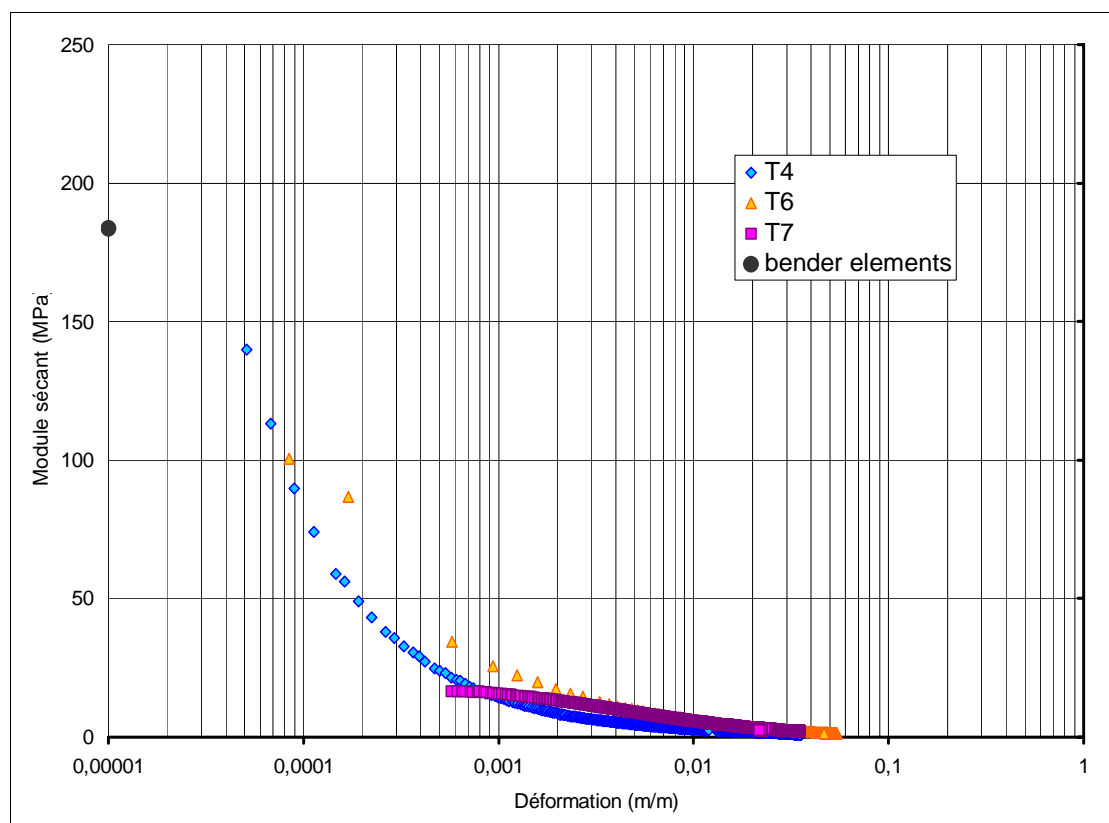


Figure 3.95 Variation des modules

Nous avons fait démarrer les courbes lorsque la relation module-déformation décroît. On observe une bonne correspondance entre les modules obtenus selon les deux méthodes.

### 3.3.8 Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses

L'étude de la rotation des contraintes sur le sol de Rouen a consisté en deux essais de torsion-compression : un essai drainé et un essai non drainé. Ils se sont déroulés chronologiquement au milieu de la série d'essais sur les sols d'Almère que nous présentons dans la partie suivante. Ces essais ont été effectués sur un niveau de sol étudié par des essais d'extension dans le cadre de la troisième série d'essais triaxiaux. Nous avons effectué ces deux essais également pour valider l'adaptation des conditions d'essais non drainés en ajoutant un capteur de pression interstitielle à mi hauteur de l'éprouvette et pour avoir des réponses sur la consolidation et la persistance de  $K_0$ .

Le tableau 21 détaille les caractéristiques des éprouvettes testées.

Tableau 21 Caractéristiques des éprouvettes cylindriques creuses

Essai	Profondeur (m)	w	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	d-D/H	$\sigma'_g$ (kPa)	u (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma'_3$	Correction	b	Type d'essai
1	3,73-4,00		16	70-100/150	37	214,6	0,99		5	0,5	CK <sub>0</sub> D
2	4,00-4,25	22,1	16,38	70-100/150	23	250	1,28		6,6	0,5	CK <sub>0</sub> U+u

Les différentes éprouvettes ont été consolidées en conditions  $K_0$  à la valeur de la contrainte verticale en place estimée à 60 kPa.

Ces essais ont été réalisés avec une contre-pression de 400 kPa avec mesure de pression interstitielle.

### 3.3.8.1 Test Rouen\_E1 – compression torsion

#### Consolidation $K_0$

La consolidation est effectuée par augmentation croissante de la contrainte verticale. La valeur de la contrainte de confinement est augmentée en fonction de la valeur de  $K_0$  obtenue après annulation de la valeur de la variation de la section moyenne calculée à partir des six capteurs de déplacements radiaux.

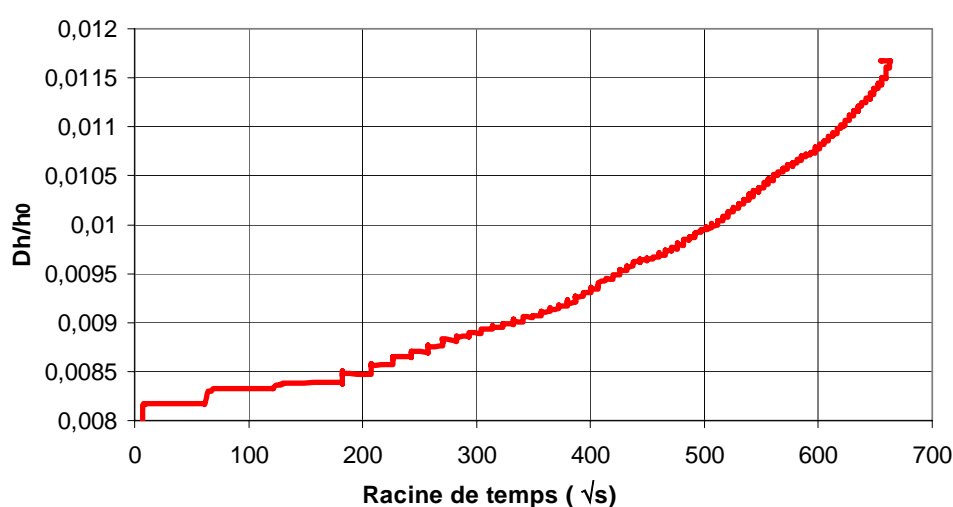


Figure 3.96  $dh/H_o$  en fonction de la racine du temps

Nous voyons que la valeur de  $K_0$  reste très proche de 1 alors que l'essai a démarré à une valeur initiale égale à celle obtenue au triaxial.

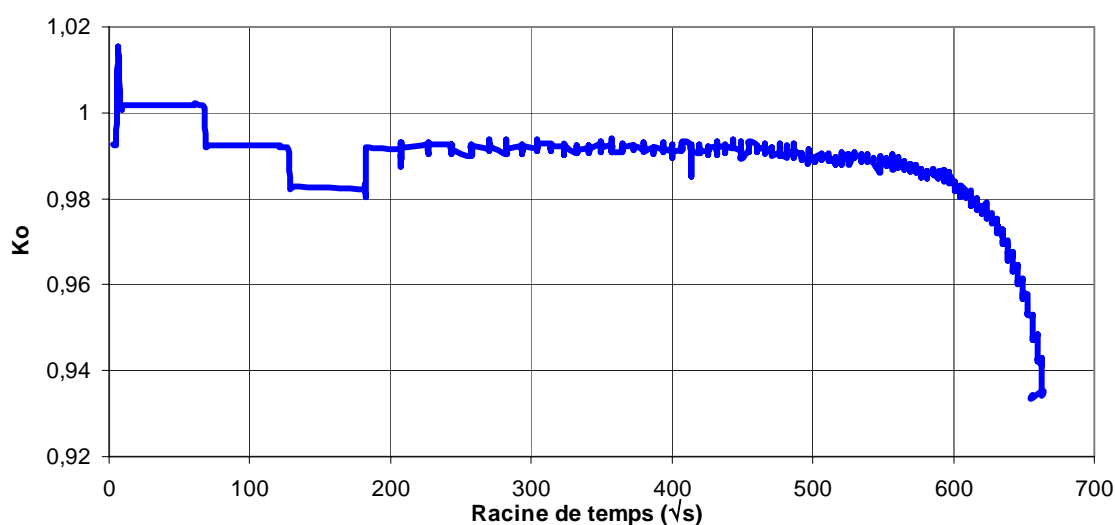


Figure 3.97 Variation de  $K_0$  en fonction de la racine carrée du temps

On en conclut que la disparition de  $K_0$  observée au triaxial est vrai pour un sol structuré. On soupçonne la phase de taille comme étant la cause.

### Essai CID

Pour cet essai et afin d'améliorer le suivi, nous avons modifié le gain de la presse et la prise en compte des vitesses de déplacement vertical car nous pensons que l'interaction est forte entre  $P_e$ ,  $P_i$  et  $F$ .

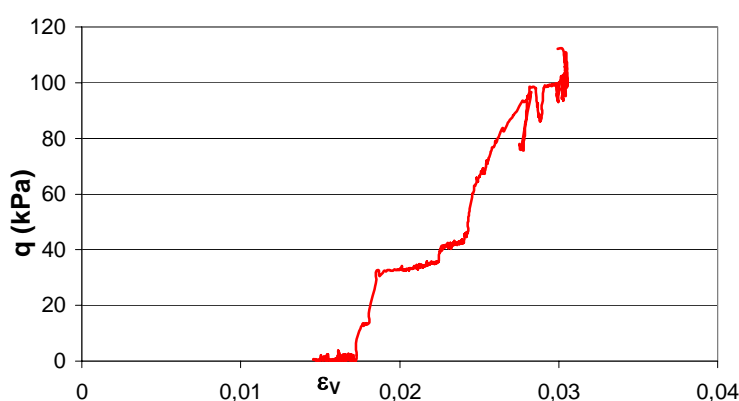


Figure 3.98 Relation déviateur déformation verticale

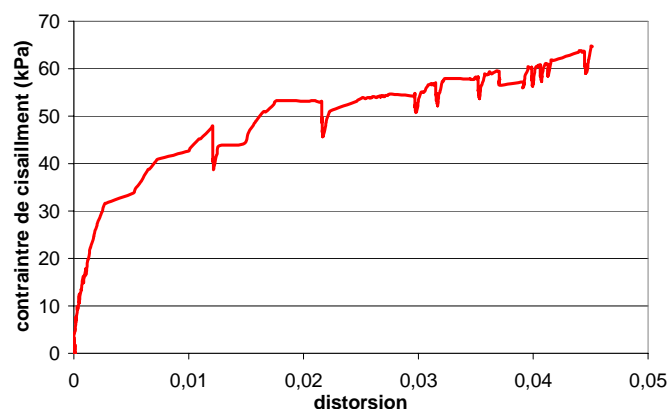


Figure 3.99 Relation contrainte de cisaillement-distorsion

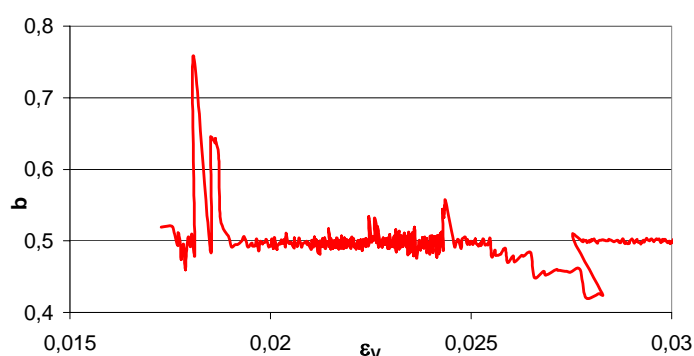


Figure 3.100 Relation coefficient de la contrainte principale intermédiaire déformation verticale

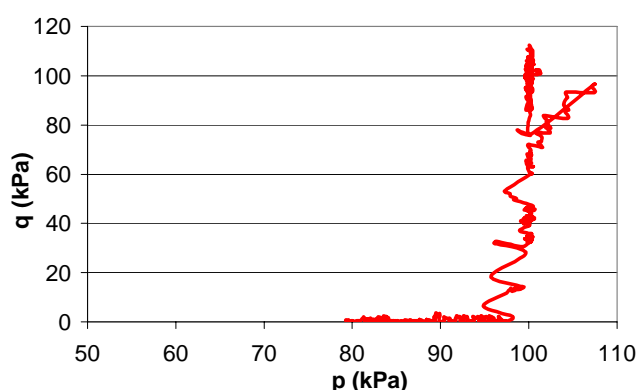


Figure 3.101 Évolution du chemin de contrainte dans le plan ( $p$ ,  $q$ )

Sur la figure 3.100, on observe que l'appareil réussit à maintenir une valeur de  $b$  égale à 0,5 à partir du moment où le déviateur est suffisant pour que les oscillations de  $b$  ou  $\alpha$  cessent.

Le chemin de contrainte imposé est plutôt correctement suivi avec les oscillations de  $\alpha$  dues au faible déviateur et lié au calcul (figure 3.102). Au cours de l'essai, l'augmentation de  $\alpha$  par l'application du couple fait dévier du chemin de contrainte choisi. Cela a conduit à un rattrapage par le programme. Comme la rupture est obtenue à une faible valeur du déviateur, nous avons adapté les gains du programme en diminuant les sauts de force.

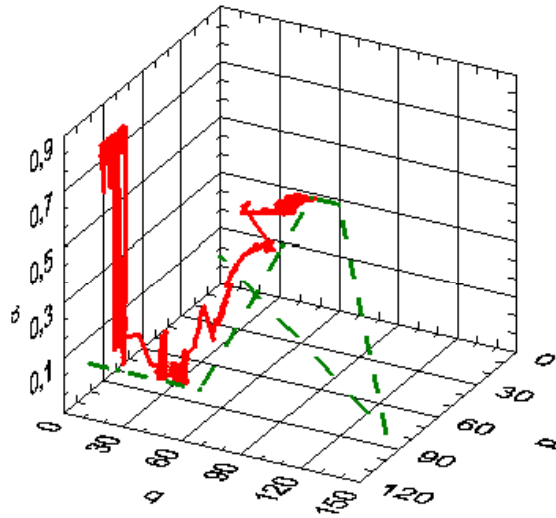


Figure 3.102 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

Sur la figure 3.103, nous pouvons observer sur l'éprouvette une distorsion assez répartie sans localisation particulière.



Figure 3.103 Éprouvette déformée

### 3.3.8.2 Test Rouen\_E2 – compression torsion

L'objectif de cet essai était de mettre au point un essai non drainé et de tester la mise en place du capteur de pression interstitielle à mi hauteur. La réalisation des essais non drainés a nécessité la création d'un nouvel écran de pilotage et la modification des équations de pilotage de l'essai.

#### Consolidation $K_0$

Nous n'avons pas pu comme pour l'essai précédent obtenir une valeur différente de 1.

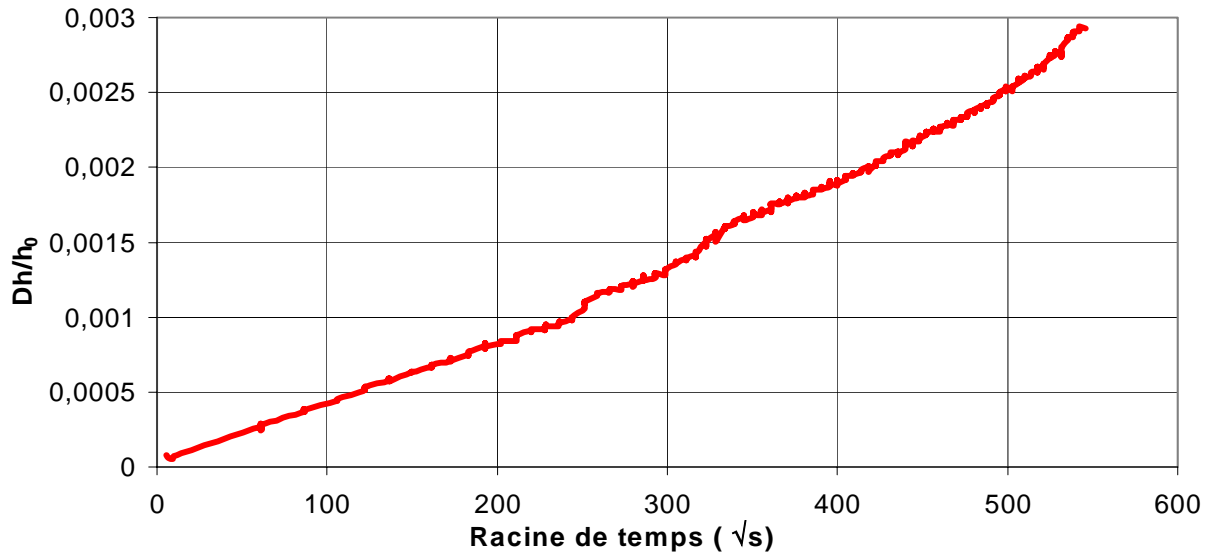


Figure 3.104  $DH/H_0$  en fonction de la racine du temps

### Essai CIU+u

Lors de cet essai, nous nous sommes aperçus que pour réduire les instabilités, il était nécessaire d'appliquer un déviateur minimum. Ceci est en partie lié aux équations utilisées. C'est observable aux faibles valeurs du déviateur par des variations de  $\alpha$  très importantes. La rupture de l'éprouvette est constatée à un déviateur supérieur à 28 kPa qui correspond à une contrainte de cisaillement de 16 kPa (figure 3.105). En effet, il est impossible d'augmenter l'angle  $\alpha$  sans le déviateur. C'est ce qui a entraîné la rupture de l'éprouvette par torsion et un arrêt assez prématuré de l'essai. On peut extrapoler une rupture vers 50 à 55 kPa.

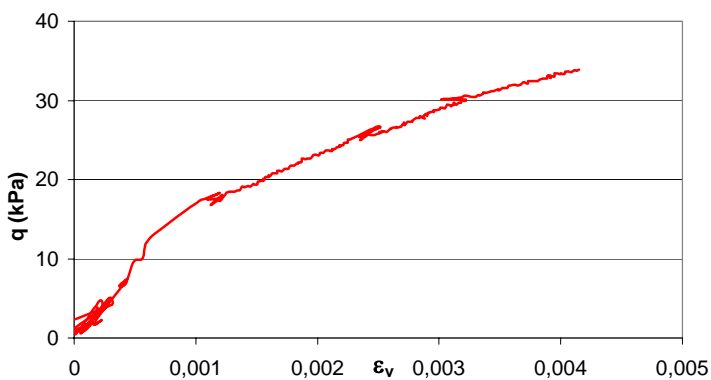


Figure 3.105 Relation déviateur-déformation verticale

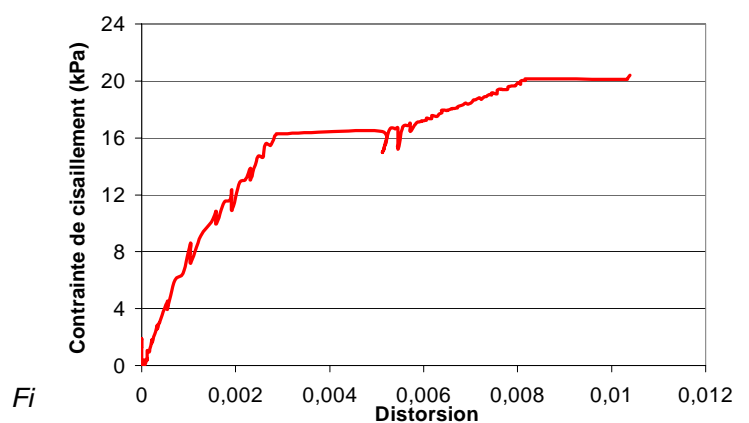


Figure 3.106 Relation contrainte de cisaillement-distorsion

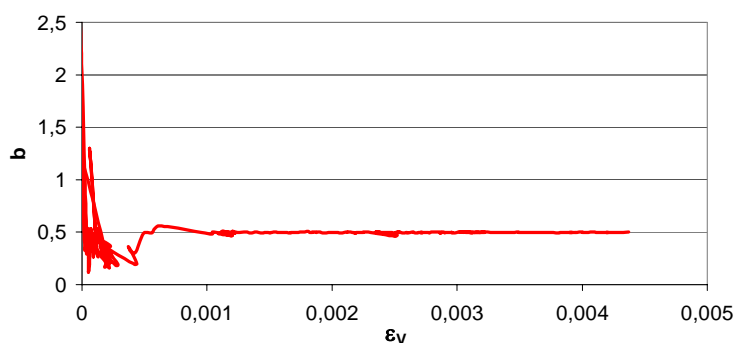


Figure 3.107 Relation coefficient de la contrainte principale intermédiaire-déformation verticale

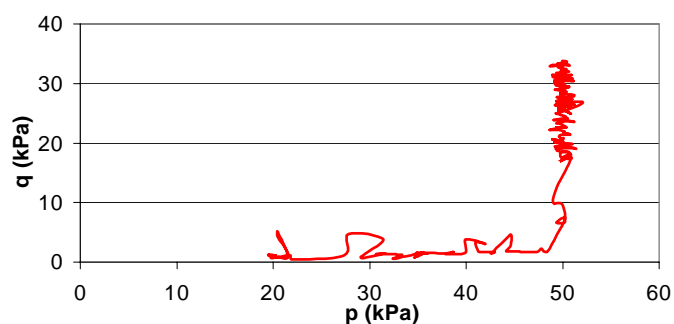


Figure 3.108 Évolution du chemin de contrainte dans le plan ( $p$ ,  $q$ )

La représentation tridimensionnelle du chemin confirme les difficultés qu'il y a de suivre un chemin où on augmente l'angle  $\alpha$  sans le déviateur.

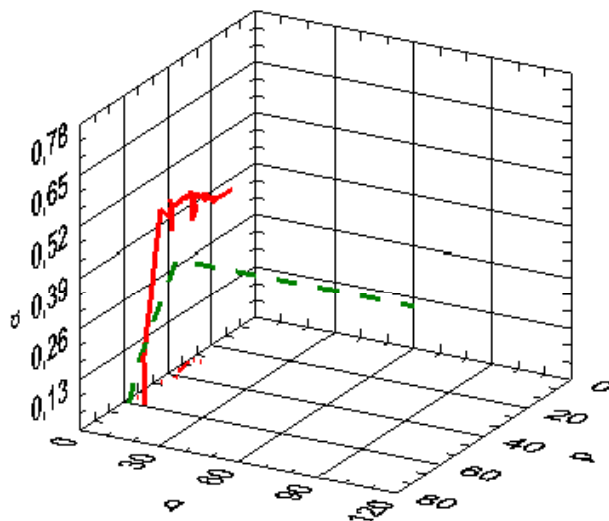


Figure 3.109 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ )

L'évolution des différents capteurs de pression lors de la déformation montre l'augmentation de la pression interstitielle au niveau de la zone cisailée. Le cisaillement est plus important que pour l'essai précédent.

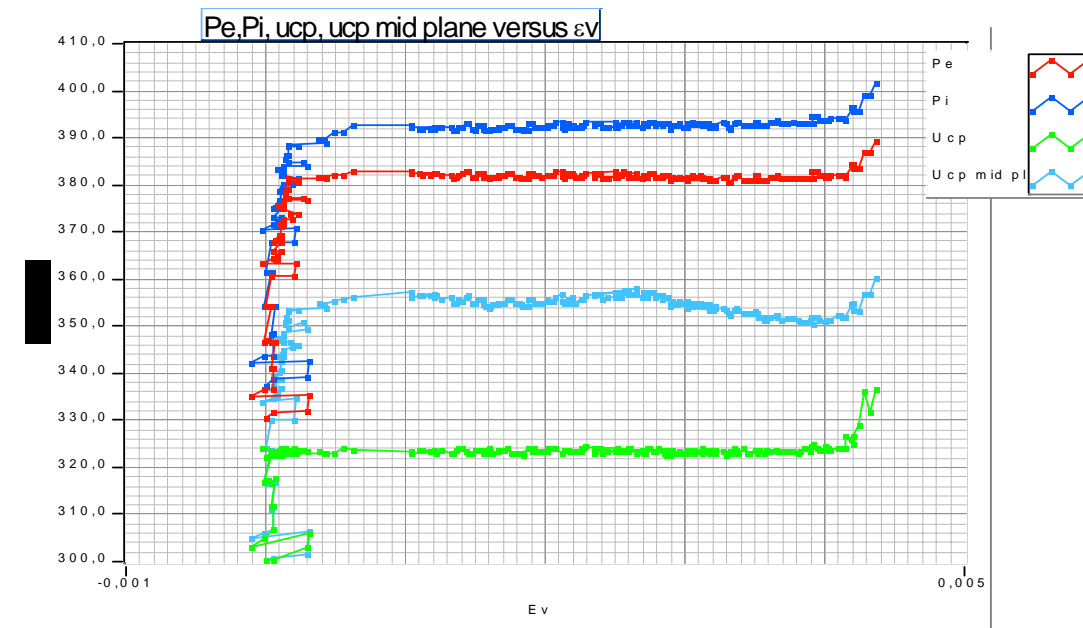


Figure 3.110 Évolution des mesures de pressions  $P_e$ ,  $P_i$ ,  $U_{cp}$  et  $U_{cp}$  à mi-hauteur en fonction de la déformation

Pour mieux observer la déformée en cours d'essai nous avons tracé sur la membrane un réseau de lignes (figure 3.111). Nous pouvons donc voir sur la déformée finale la présence de bandes moins épaisses localisées avec des inclinaisons opposées à la distorsion.

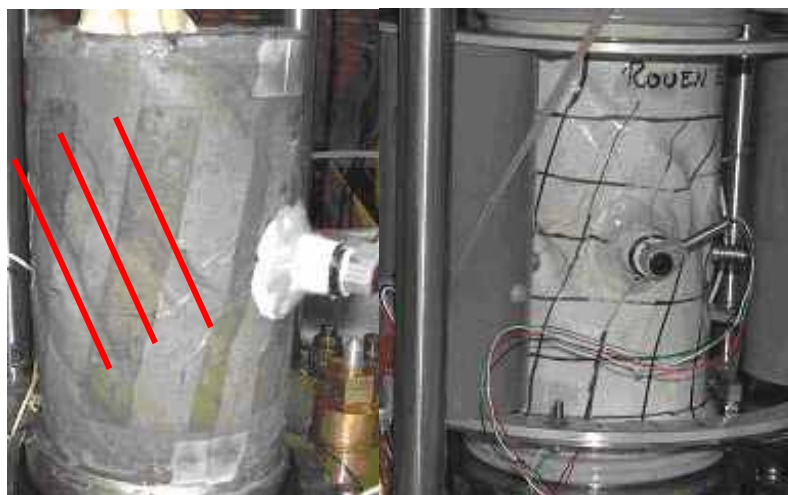


Figure 3.111 Éprouvette déformée

### 3.3.9 Synthèse

Comme pour les essais sur le sol de Guiche, l'espace dans lequel nous allons analyser ces résultats est l'espace  $(p', q, \alpha)$ .



Dans les essais précédents, nous avons trouvé les valeurs recueillies dans le tableau ci-dessous :

Tableau 22 Valeurs moyennes de  $b$ ,  $\alpha$ ,  $M$  et  $\varphi$

	$b$	$\alpha$	$M$	$\varphi$
<i>Essais Cu+u</i>	0	0	1,54	37,87
<i>Essais CD</i>	0	0	1,23	30,72
<i>cc1</i>	0,5	22	1,12	28,15
<i>cc2</i>	0,5	44	0,61	16,07
<i>Essais EIU</i>	1	90	0,71	18,65

L'ajustement d'un polynôme sur ces points expérimentaux permet de créer la surface de charge.

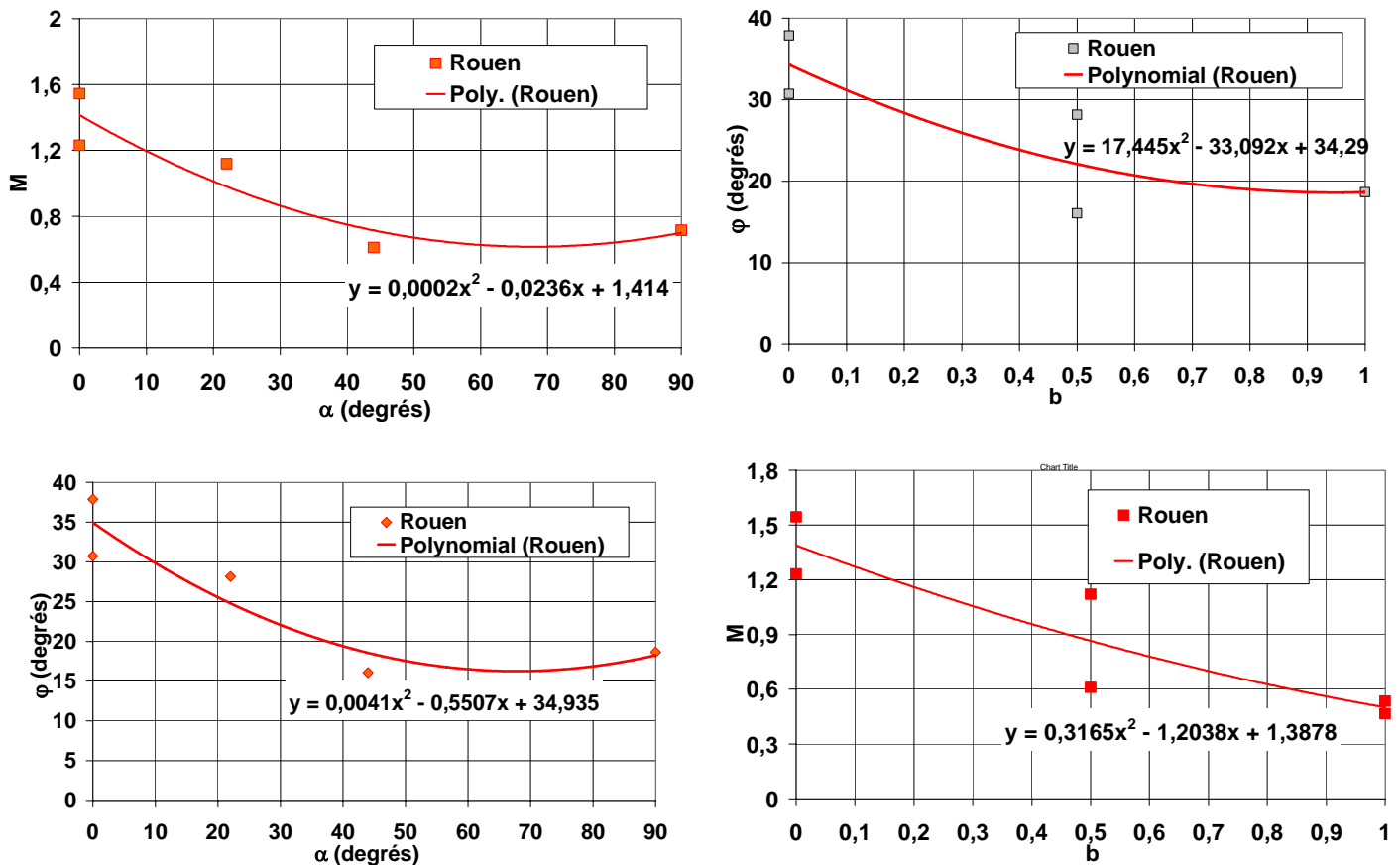


Figure 3.112 Évolution de  $M$  et  $\varphi$  en fonction de  $\alpha$  et  $b$

on obtient :

$$M = 0,0002 \cdot \alpha^2 - 0,0236 \cdot \alpha + 1,4142$$

Nous avons rappelé au chapitre 1, d'après la bibliographie, qu'une courbe moyenne pour les sables avait pour équation :

$$M = -7,04 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha^2 + 0,00706 \cdot \alpha + 1,65$$

et pour les argiles :

$$M = -1,21 \cdot 10^{-4} \cdot \alpha^2 + 0,017 \cdot \alpha + 1,287$$

On remarque que les valeurs trouvées pour l'argile sableuse de Rouen ne sont pas tout à fait en concordance avec les courbes des argiles et des sables. Cette différence vient du fait que les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses ont été effectués sur du sol prélevé à 4 mètres de profondeur et que la plupart des essais triaxiaux ont été faits sur des éprouvettes prélevées à une profondeur de 8 mètres.

Finalement, la surface de charge tridimensionnelle est comparée aux courbes des essais triaxiaux de compression et d'extension ainsi qu'aux essais sur cylindres creux en utilisant les courbes constatées pour les argiles. On notera que la pression de préconsolidation n'est pas identique pour tous les essais ce qui peut expliquer des distances parfois inattendues entre la surface et les courbes d'essais.

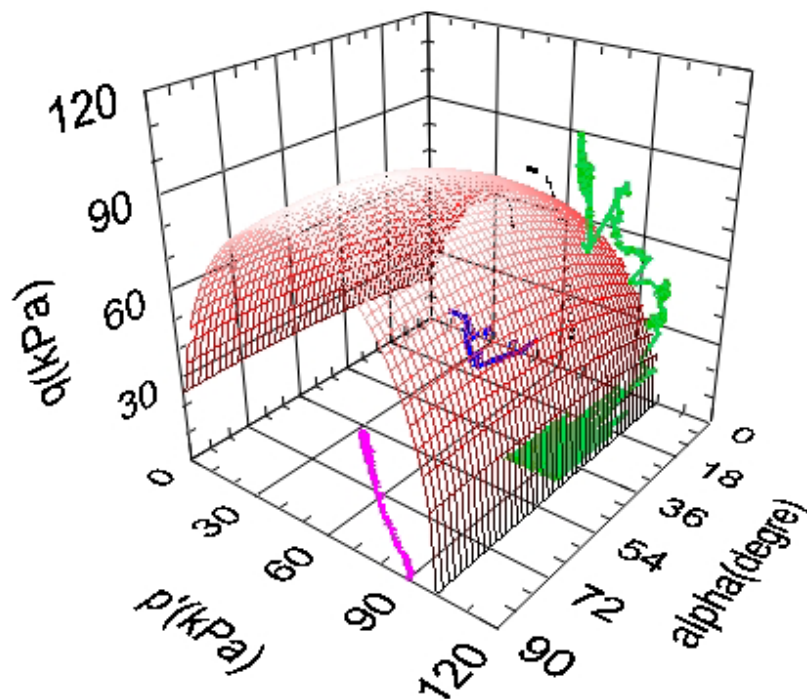


Figure 3.113 Comparaison de la surface de charge et les chemins de contraintes dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

On observe bien avec la surface de charge proposée que l'essai numéro 1 suivait la surface de charge pendant la plastification et que l'essai numéro 2 a été stoppé avant d'atteindre la surface.

### 3.4 L'argile Oostvaardersplassen

Dans le cadre d'une coopération avec la société hollandaise Geodelft orientée vers le développement des techniques de prélèvement du sol, il a été décidé d'étudier un site expérimental en Hollande : le site d'Almere à côté d'Amsterdam.

Pour l'argile Oostvaardersplassen, le programme d'essais est basé principalement sur :

- des essais d'identification,
- des essais mécaniques : œdomètres, triaxiaux,
- des essais spéciaux : triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses.

Dans cette étude nous allons comparer nos résultats avec ceux obtenus par des expérimentateurs de Geodelft afin de conclure sur l'effet des méthodes et des procédures d'essai sur la qualité.

### 3.4.1 Site d'Almere

Le site Oostvaardersplassen, entre Almere et Lelystad, est dans la région Nord-Est d'Amsterdam (figure 3.114). Cette région appelée Flevoland a été probablement créée par la sédimentation des matériaux amenés par la IJssel, qui est la branche nord du Rhin.

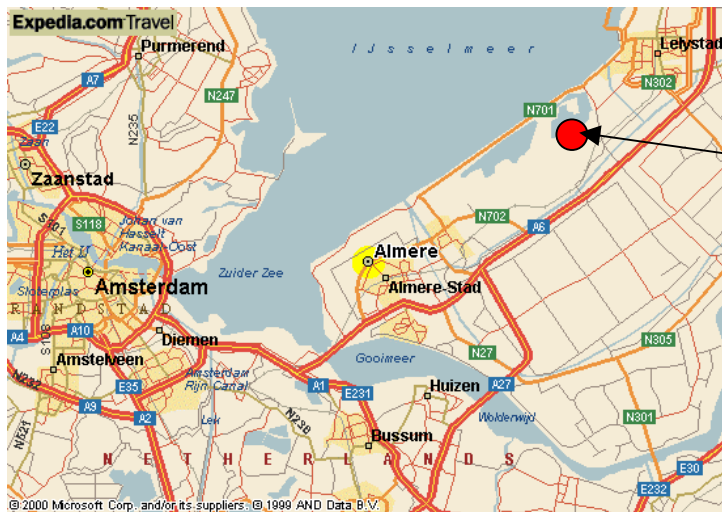


Figure 3.114 Localisation du site d'Almere



Figure 3.115 Vue générale du site

### 3.4.2 Campagne de prélèvement

Les échantillons ont été prélevés en mars 2000 lors d'une mission spéciale du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen, qui a permis la mise en œuvre du carottier de l'Université Laval à Québec.

### 3.4.3 Essais d'identification

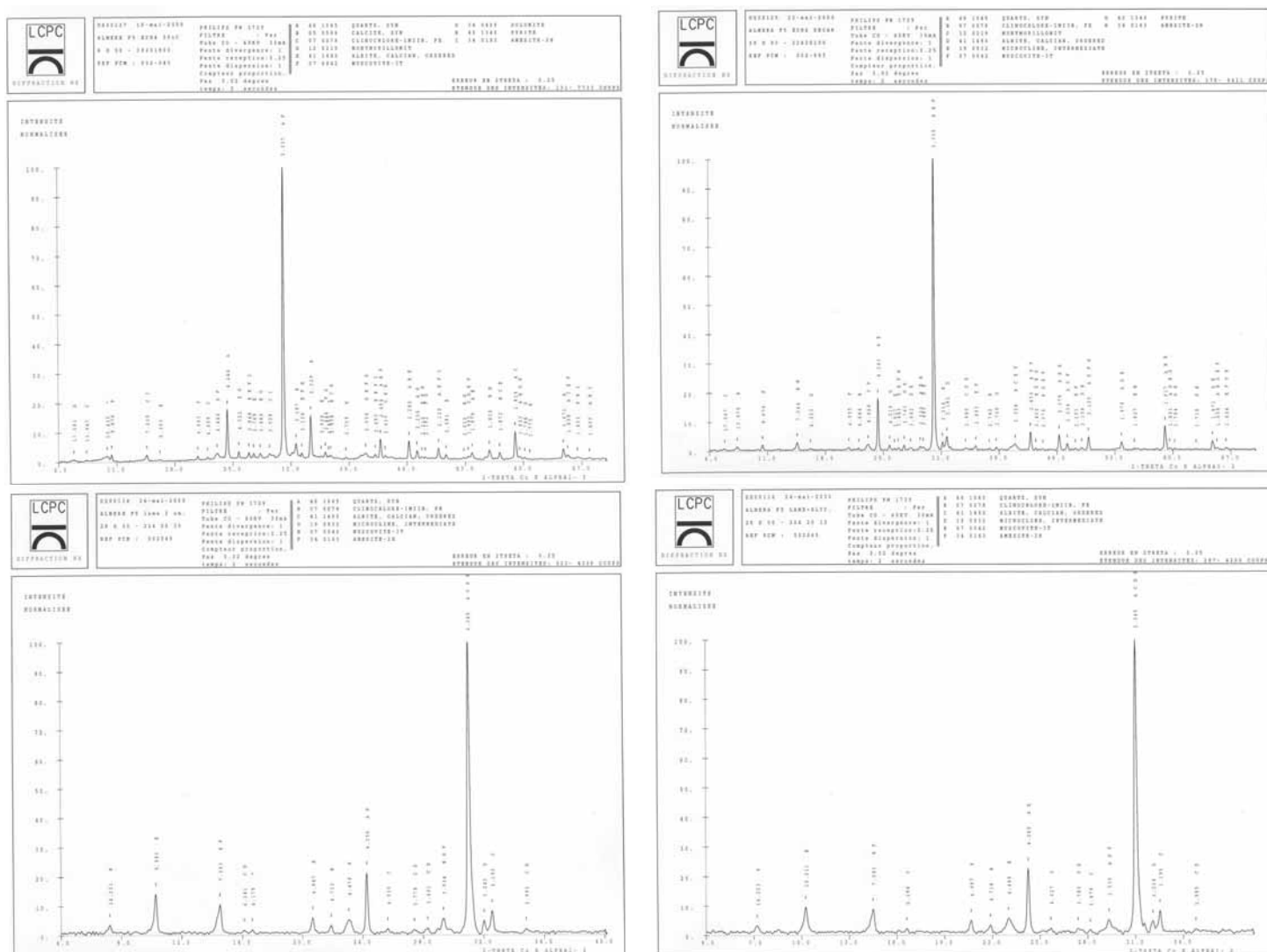
Différents essais d'identification ont été effectués sur le sol :

- diffractométrie aux rayons X,
- microscopie électronique à balayage,
- granulométrie,
- limites d'Atterberg.

### 3.4.3.1 Diffractométrie aux rayons X

Une recherche des minéraux des argiles a été effectuée en août 2002 par la méthode de diffractométrie aux rayons X sur un échantillon de l'argile Oostvaardersplassen prélevée entre 2,40 et 2,63 m (Platret et Plantet, 2002).

Les analyses sont réalisées sur un diffractomètre PHILIPS PW 1729 avec le rayonnement  $K_{\alpha}$  du cobalt et au moyen d'un compteur proportionnel. Avant toutes analyses, les échantillons sont séchés par passage dans une étuve réglée à 60°C pendant 12 heures puis broyés manuellement à 80 microns dans un mortier. Cette étude montre que les composants principaux de la partie minérale du sol sont le quartz et la calcite et pour la partie argileuse : l'illite et la muscovite à 75%, la chlorite à 25%. Il n'y a pas de minéraux gonflants dans l'échantillon analysé.



### 3.4.3.2 Etude au microscope électronique à Balayage MEB

Ces analyses au Microscope Electronique à Balayage M.E.B. ont été réalisés au LCPC par Le Roux et Gunsett. L'échantillon étudié est un cube de 5 cm de côté dont la face supérieure est repérée. Cette information a permis d'orienter les prélèvements d'étude.

#### 3.4.3.2.1 Aspects de l'échantillon après dessiccation

Après dessiccation à l'étuve à 60 °C, on observe de nombreux plans de rupture, tous parallèles à la face supérieure. L'échantillon est très friable, ce qui permet d'émettre l'hypothèse selon laquelle la teneur en eau très élevée est plutôt associée aux matières organiques et dans une moindre mesure à la fraction argileuse réduite. La couleur du matériau est plus clair.

#### 3.4.3.2.2 Observations

Le matériau a été préparé de deux façons différentes, par séchage à l'étuve et par cryodessiccation.

De même, compte tenu de l'existence d'une orientation, l'observation s'est faite d'une part sur une face perpendiculaire et d'autre part sur une face parallèle à la face supérieure du cube.

##### a- Face perpendiculaire, séchage par lyophilisation

La lyophilisation est une technique de séchage qui préserve l'organisation du matériau. Elle est réalisée simplement en portant rapidement à la température de l'azote liquide un petit volume de sol. L'échantillon ainsi congelé est déshydraté sous vide par sublimation de la glace. A la température de congélation et compte tenu de la rapidité de propagation du front de froid, il n'y a pas formation de lentilles de glace et donc pas de perturbations de l'arrangement textural du matériau.

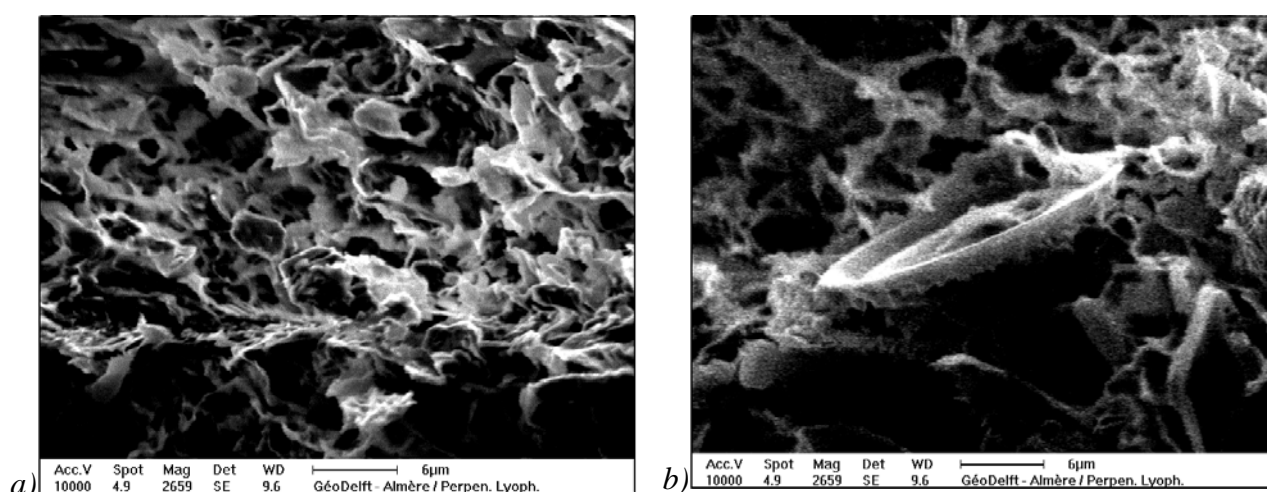


Figure 3.117 Grossissement 2659 fois de la face perpendiculaire

Sur l'image 3.117-a, l'orientation déjà notée lors des observations à la loupe binoculaire, apparaît bien marquée. On remarque également que la texture est très

lâche, les associations entre particules argileuses étant le plus souvent assurées par des contacts bord-bord ou bord-face qui forment des cellules qui ont environ 5 micromètres de long. Ce sont ces cellules qui, lorsque le matériau est dans son état naturel, sont remplies d'eau.

Au centre de la figure 3.117-b on note la présence de micro-organismes. Ils sont positionnés presque perpendiculairement à l'orientation générale (NO-SE) du matériau. On remarque enfin l'adhérence de minéraux au matériau.

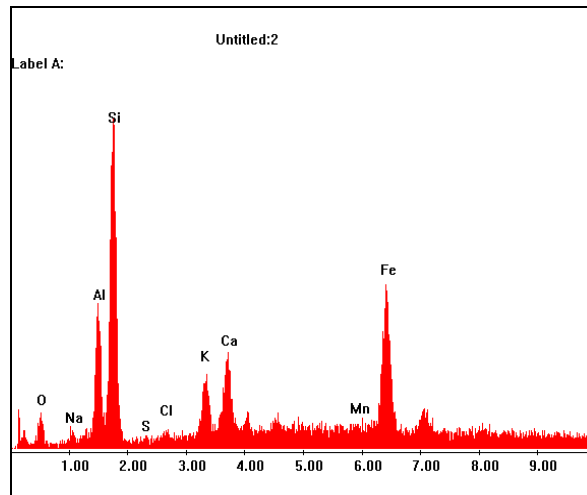


Figure 3.118 Analyse à la sonde EDAX

L'analyse X à la sonde EDAX sur cette zone (figure 3.118) montre un pic important du silicium, ce qui traduit la présence probable de quartz fins et la présence certaine de minéraux argileux. Le pic de l'aluminium (Al) doit être affecté aux argiles ainsi que le pic du potassium (K). Les pics du sodium (Na) et du chlore (Cl) sont la traduction d'une présence de chlorure de sodium qui s'explique par l'existence d'un milieu saumâtre.

*b- Face perpendiculaire, séchage à l'étuve*

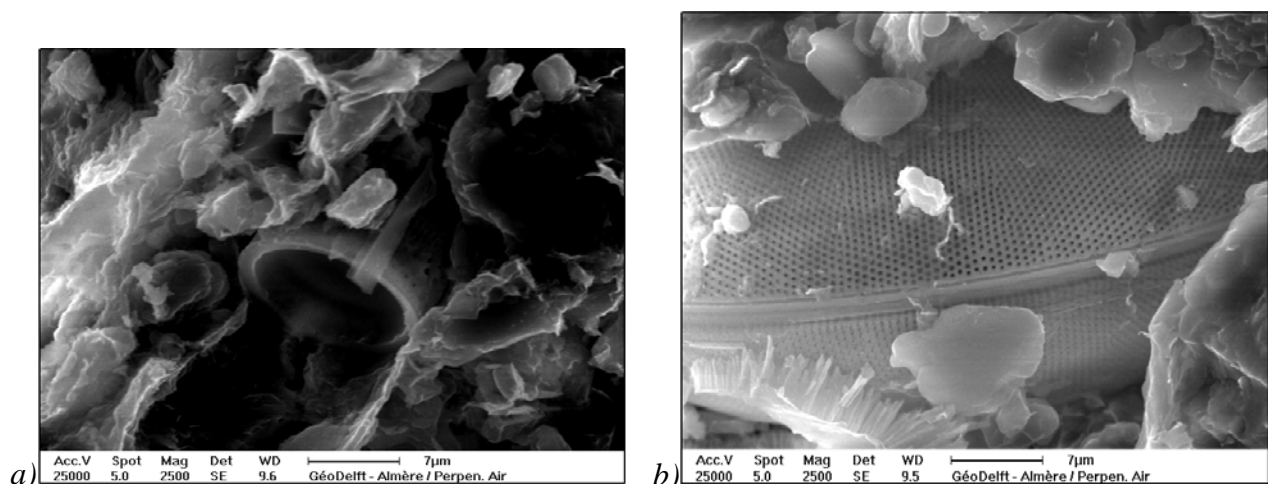


Figure 3.119 Grossissement 2500 fois de la face perpendiculaire

Sur la figure 3.119-a, la fibre creuse visible montre que les débris végétaux ménagent des vides importants. On note également les contacts entre matière d'origine organique et matière minérale.

Sur la figure 3.119-b, on observe l'existence d'organisme siliceux perforé. Sur la partie visible, on constate que l'éprouvette est dans un état de conservation remarquable, ce qui peut s'expliquer par les conditions régnant dans le milieu de dépôt tant sur le plan physico-chimique, pas de dissolution, que sur le plan mécanique, pas de contraintes susceptibles d'écraser l'éprouvette.

Quelques rares argiles et quelques grains de quartz sont accolés sans adhérer fortement au test. A sa partie inférieure sont visibles des minéraux en baguettes.

Enfin, l'analyse à la sonde EDAX sur la couche prismatique a montré un très net enrichissement en  $\text{CaCO}_3$  ce qui confirme la présence de fragments de coquille.

### 3.4.3.3 Granulométrie

Pour le sol se situant entre 2,40 et 2,63 m de profondeur, nous avons effectué une granulométrie par sédimentation pour la fraction  $< 80\mu\text{m}$  et au tamis pour la fraction  $> 80\mu\text{m}$  (=11%)

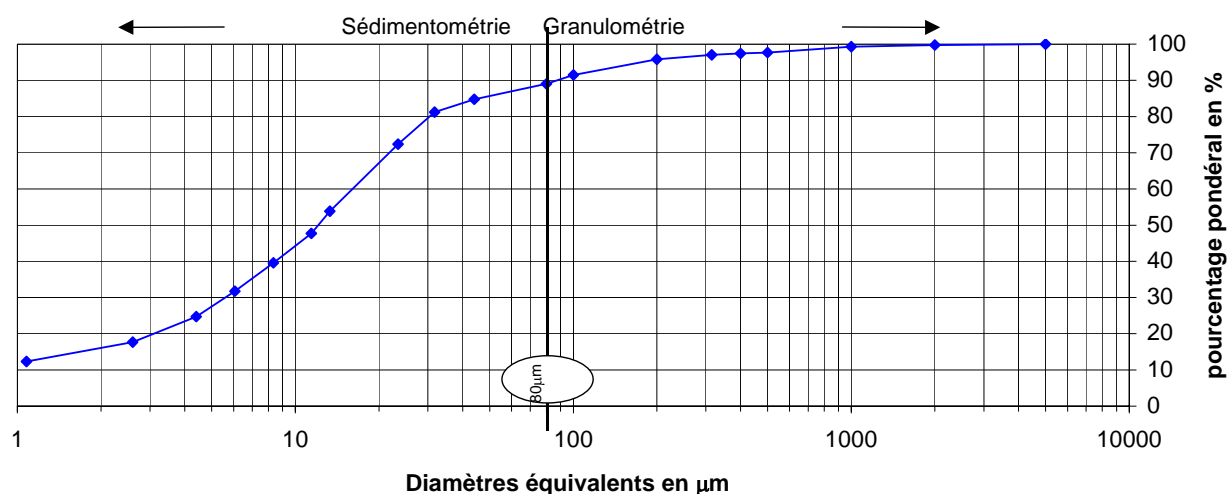


Figure 3.120 Courbe granulométrique

En plaçant les résultats de cette courbe dans la classification USCS/LCPC (figure 3.57), on constate que le sol testé est un limon argileux.

### 3.4.3.4 Limite d'Atterberg

Les résultats fournis par la société Geodelft sont les suivants :

$w_p = 60$  et  $w_L = 210$ ,  $I_p = 150$ .

Les résultats des essais d'identification validés au LCPC suivant les normes françaises sont largement différents. Ceci est dû à la différence de pratique et de procédure d'essais. Les essais de Géodelft ont été effectués sur sol non remanié avec le pénétromètre à cône. Ceux du LCPC ont été réalisés sur le sol débarrassé de la matière organique.

$w = 153,3$ ,  $w_p = 73,9$ ,  $w_L = 79,4$ ,  $I_p = 5,3$ ,  $V_{BS} = 6,31\text{g}/100\text{g}$ .



Par corrélation avec la valeur au bleu, on pourrait s'attendre à un indice de plasticité de l'ordre de 20 à 40. Si l'on utilise la teneur en eau naturelle comme référence, on trouve un indice de plasticité de 80. Ces valeurs traduisent une aptitude très forte à la rétention d'eau.

On constate d'après ces études que le sol de Oostvaardenplassen est un limon argileux plastique composée de quartz, de minéraux argileux et d'éléments organiques.

### 3.4.4 Essais œdométriques

Une série de trois essais œdométriques sur deux niveaux a été réalisée au LCPC pour obtenir la contrainte de préconsolidation.

Le matériel utilisé est un œdomètre à chargement par l'arrière de type Wickeham Farrance. Le chargement est de type incrémental par ajout de masses.

La lecture des mesures est visuelle sur un comparateur mécanique au 1/100<sup>ième</sup>.

La taille, le montage des éprouvettes et la réalisation de l'essai ont été effectué par Stempfelet.

Tableau 23 Caractéristiques des essais œdométriques

Essai	Profondeur	$\gamma_s$	$\gamma_h$	$\gamma_d$	W	$\sigma'_{vo}$	$\sigma'_p$	Cc	Cs	eo
	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	%	kPa	kPa	-	-	
F5E3O1	2,18-2,20	23,69	12,16	4,35	179,3	5	25	1,36		4,439
F5E4O2	2,40-2,62	-	12,52	5,15	146,6	6,6	26	1,94	0,09	3,592
F5E3O3	2,15-2,40	-	12,43	5,16	143,8	6	28	1,98	0,11	3,592
F4E3O4	2,10-2,15	-	12,52	5,15	146,6	6,6	26	1,94	0,09	3,592
F4E3O5	2,10-2,15	-	12,43	5,16	143,8	6	28	1,98	0,11	3,592

#### 3.4.4.1 Consolidation

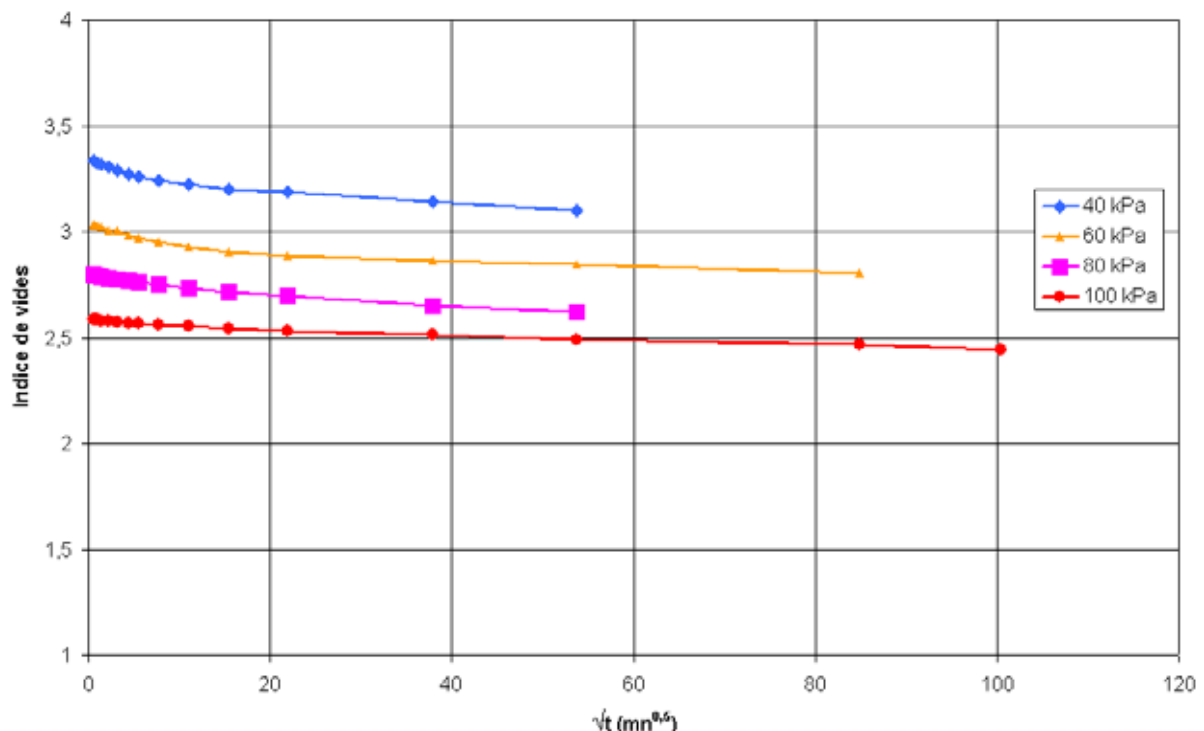


Figure 3.121 Essai de consolidation pour l'éprouvette 1



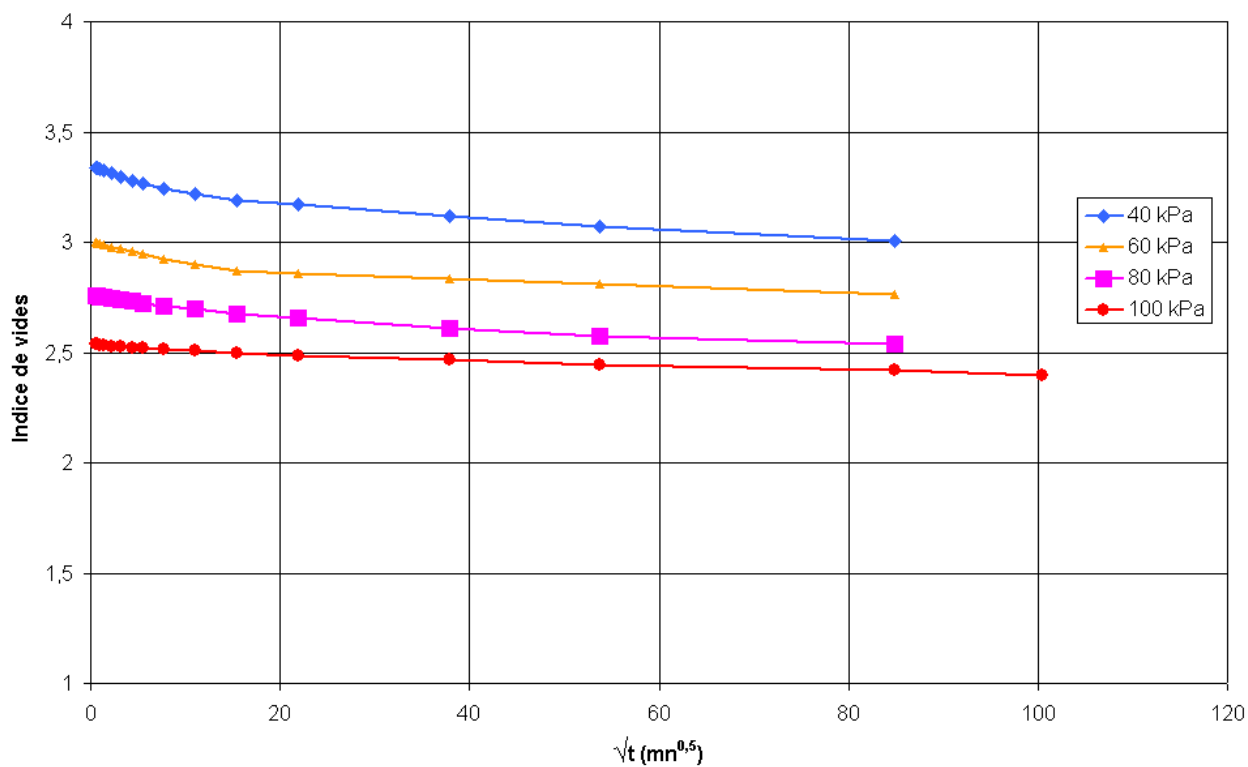


Figure 3.122 Essai de consolidation pour l'éprouvette 2

#### Essai 4

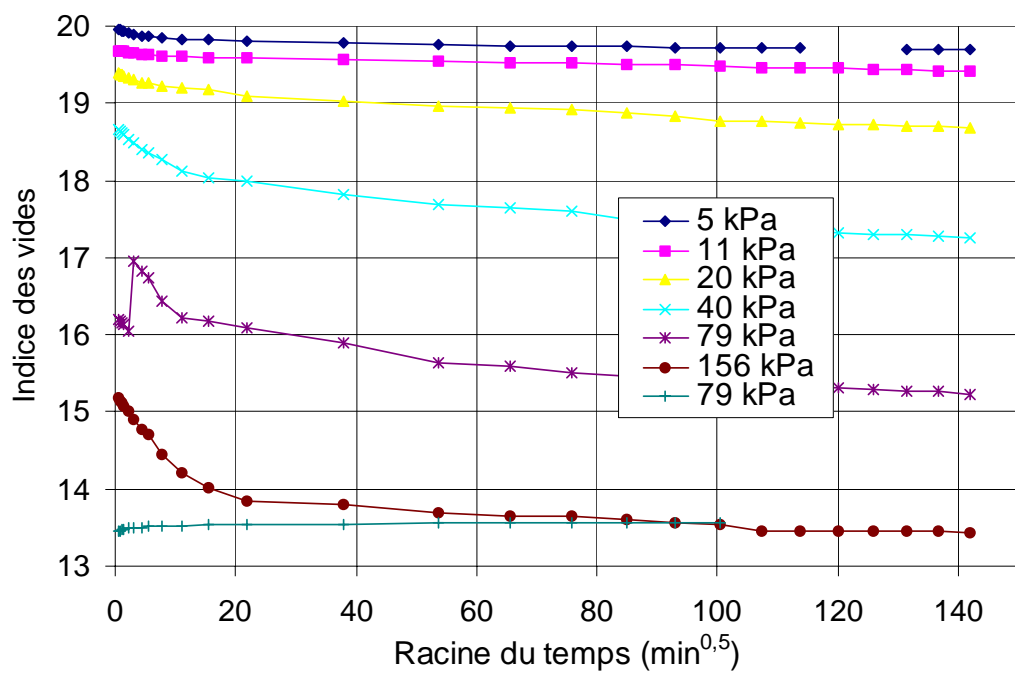


Figure 3.123 Essai de consolidation pour l'éprouvette 4

### 3.4.4.2 Compressibilité

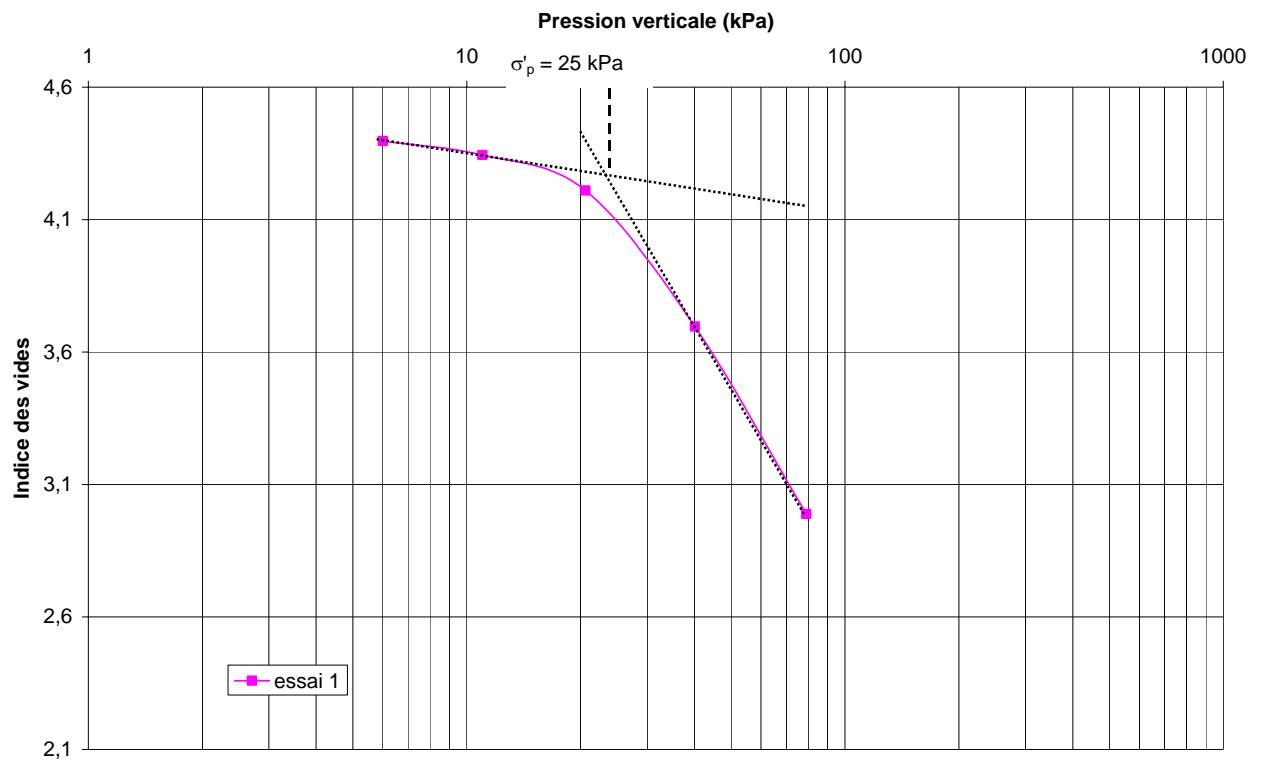


Figure 3.124 Courbe de compressibilité de l'œdomètre 1

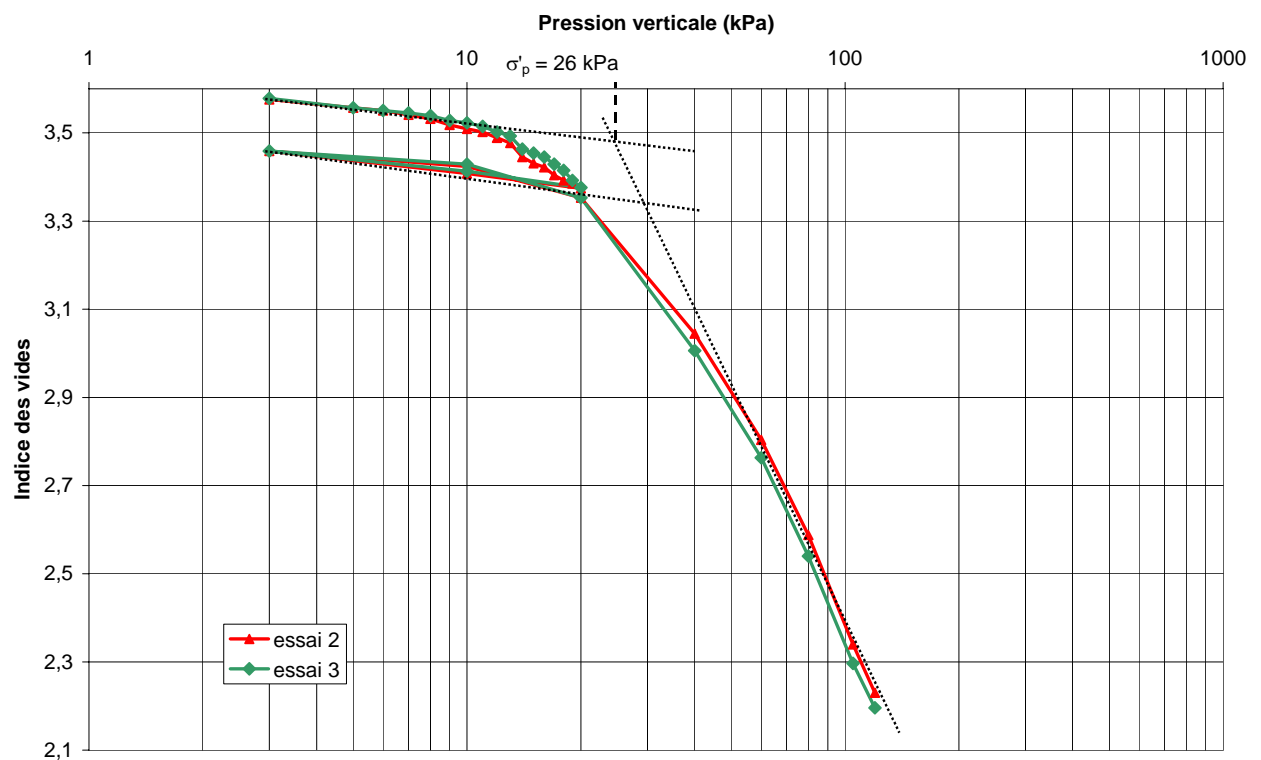


Figure 3.125 Courbe de compressibilité des œdomètres 2 et 3

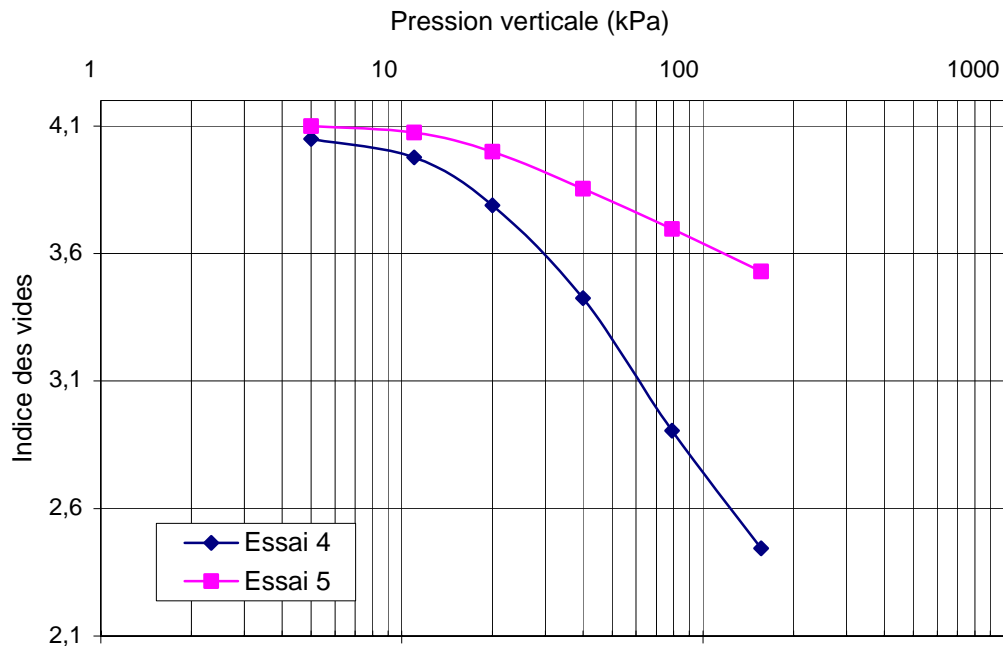


Figure 3.126 Courbe de compressibilité des œdomètres 4 et 5

Si l'on compare l'argile de Oostvaardenplassen à d'autres argiles prélevées à la même profondeur, on peut constater qu'elle est un peu plus surconsolidée avec un indice des vides initial beaucoup plus important.

Tableau 24 Comparaison de différentes argiles

Argile	Nature	$\sigma'_p/\sigma'_{vo}$	w	$e_o$	MO	$C_c$	$C_s$
OVP	Argile limoneuse	4,0	150	3,6	13	1,90	0,10
Rouen	Argile sableuse	1,2	50	1,7	15	0,70	0,03
Guiche	Argile organique	1,5	95	2,1	6	0,85	0,06
Cran	Argile organique	3,1	100	1,8	2	1,70	0,09
Cubzac-les-Ponts	Argile organique	3,5	100	2,5	20	1,10	0,08

Le temps requis pour 90% de consolidation est très petit : entre 1 et 4 minutes. L'extrusion de l'eau des vides de ce sol est très rapide. Ce comportement est probablement lié à la composition minéralogique.

### 3.4.5 Essais triaxiaux

Trois séries d'essais triaxiaux drainés et non drainés ont été effectuées sur le sol d'Almère. L'opération de taille, de montage et de démarrage d'essai, est effectuée par Stempfelet pour la première série et par Tacita pour les deux autres.

Dans les deux tableaux suivants, nous donnons les détails des différentes séries d'essais effectués.

*Tableau 25 Première et deuxième séries : essais triaxiaux CU+u*

Numéro	profondeur	Date	w	$\gamma$	$\sigma_3^t$	$\sigma_3^r$	F/S	$\sigma_1$	$u_{rupt}$	$\sigma'_3$	$\sigma'_1$
	m		%	kN/m <sup>3</sup>	kPa	kPa	kPa	-	-		
F5E3T1	2,17-2,25	11/04/2001	155	13,05	6	6	8,22	14	2,22	3,8	12
F5E3T2	2,17-2,25	18/04/2001	160	13,13	15	15	42,4	57	0,42	14	54
F5E3T3	2,17-2,25	20/04/2001	156	13,10	30	30	55,5	85	28,5	2	57
F5E3T4	2,17-2,25	24/04/2001	159	12,92	45	45	37,6	82	33	12	49
F6E2T1	1,80-2,05	09/04/2003	139,8	13,18	6	6	8,22	14	2,22	3,8	12
F6E2T2	1,80-2,05	10/04/2003	135,7	13,18	15	15	42,4	57	0,42	14	54
F6E1T3	1,60-1,80	22/04/2003	151,8	13,00	50	50	55,5	85	28,5	22	57
F6E1T4	1,60-1,80	22/04/2003	145,6	13,06	100	100	80	180	75	25	105
F5E2T5	1,85-2,05	16/06/2003	-	14,10	-	-	-	-	-	-	-
F6E1T6	1,60-1,80	16/05/2003	130,1	13,28	50	45	37,6	82	33	12	49

*Tableau 26 Troisième série : essais triaxiaux CD*

Numéro	profondeur	Date	w	$\gamma$	$\sigma_3^t$	$\sigma_3^r$	F/S	$\sigma_1$	$u_{rupt}$	$\sigma'_3$	$\sigma'_1$
	m		%	kN/m <sup>3</sup>	kPa	kPa	kPa	-	-	-	-
F5E2T1	1,85-2,05	04/07/2003	112,4	14,10	100	100	41,5	141	-	-	-
F5E2T2	1,85-2,05	24/07/2003	129,1	13,62	100	100	38,1	138	-	-	-
F5E2T3	1,50-1,75	18/08/2003	147,7	13,26	200	200	69,9	270	-	-	-
F5E2T4	1,50-1,75	29/08/2003	138,1	13,06	50	50	23,2	73	-	-	-
F5E2T5	1,50-1,75		128,2	13,41	300	300	110,2	410	-	-	-

### **3.4.5.1 Consolidation**

Les différentes éprouvettes ont été consolidées de façon isotrope à des valeurs entourant la contrainte verticale en place estimée à 6 kPa.

Ces essais ont été réalisés avec la mesure de pression interstitielle et le cisaillement a été réalisé à des vitesses calculées selon la norme NF P 94-071 à partir de la valeur de  $t_{100}$  obtenue à l'œdomètre.

Nous montrons à titre d'exemple les résultats de la phase de consolidation de la première et la deuxième série d'essais.

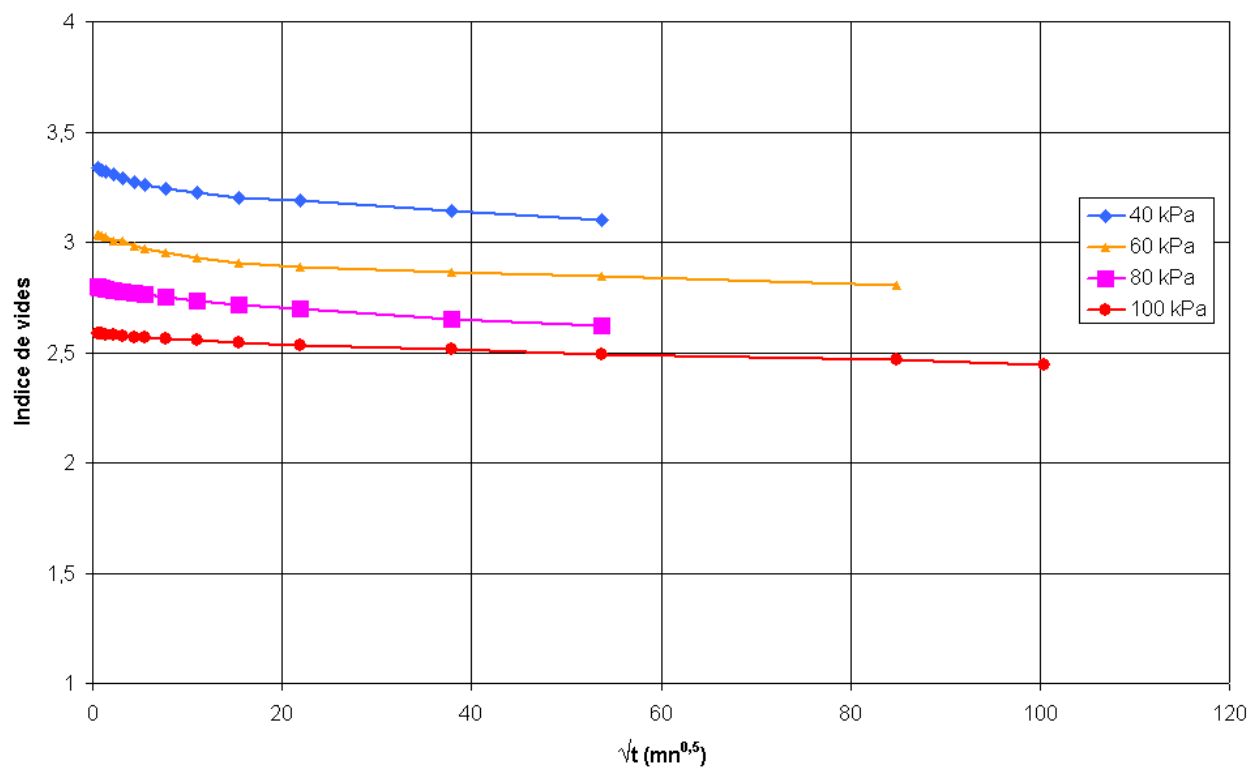


Figure 3.127 Première série : évolution de l'indice des vides en fonction du racine du temps

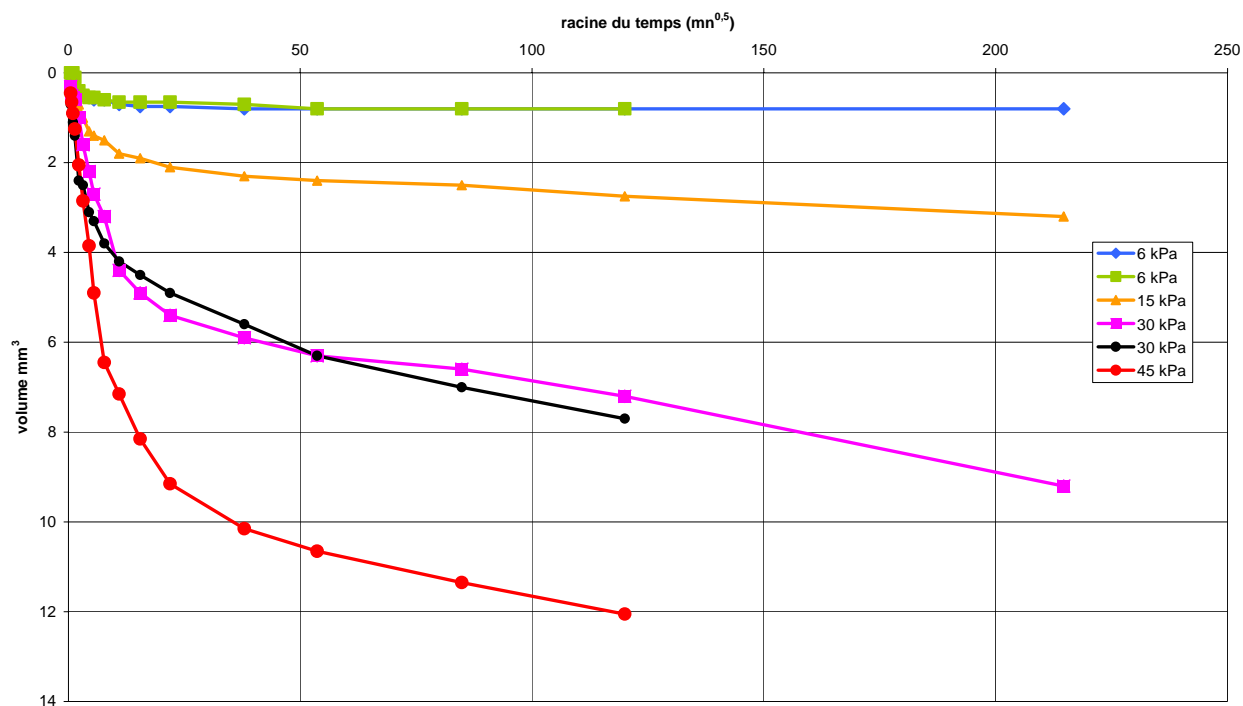


Figure 3.128 Deuxième série : évolution du volume d'eau drainée en fonction du racine du temps

### 3.4.5.2 Cisaillement – première série - essais triaxiaux consolidé et non-drainé (CU+u)

Quatre essais sur des éprouvettes de diamètre 35 mm et de hauteur 70 mm ont été effectués sur le matériau taillé dans le même bloc. Le matériel utilisé est constitué d'une presse classique de marque Wickeham Farrance et son système d'application des pressions par pots de mercure, (figure 3.64).

Les résultats de la phase de cisaillement pour les quatre essais sont montrés dans les graphiques ci-dessous :

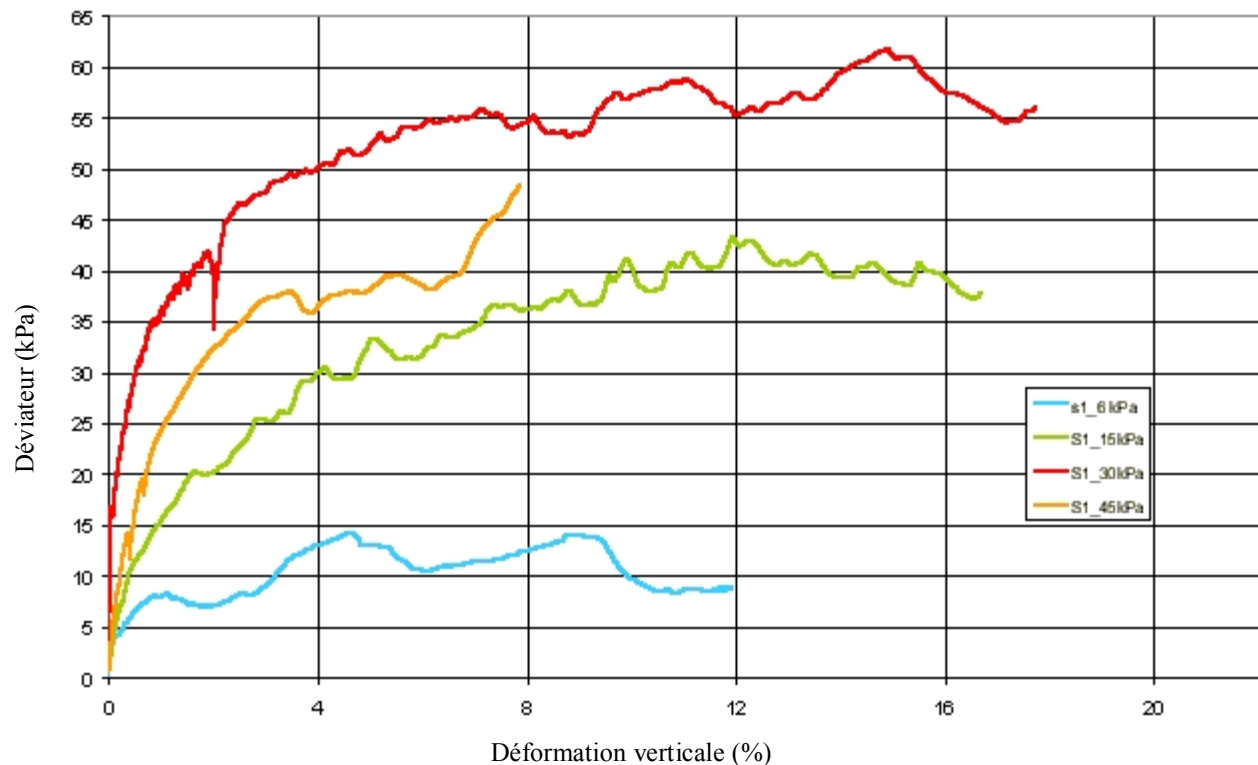


Figure 3.129 Relation entre la contrainte verticale et la déformation verticale

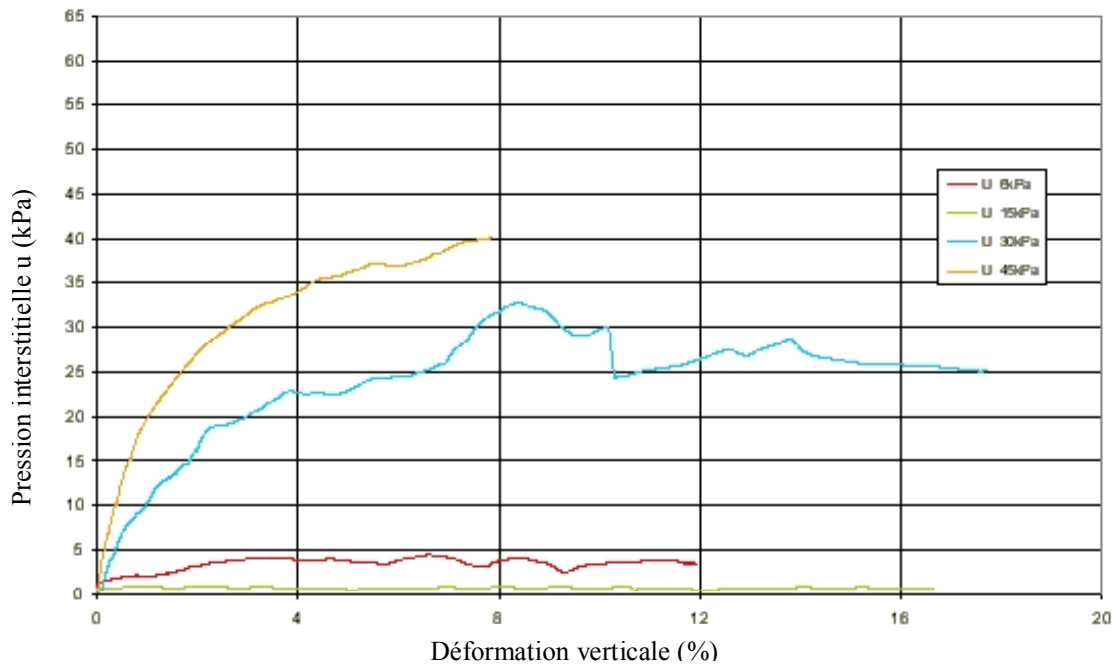


Figure 3.130 Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation verticale

Les résultats des essais triaxiaux ne sont pas de bonne qualité. Il y a eu probablement un problème lors de la mesure de la contrepression. L'utilisation d'une presse classique de marque Wickeham Farrance ancienne de 30 ans est à l'origine de ces mauvais résultats.

Une autre série d'essais triaxiaux à l'aide d'une nouvelle cellule de type Bishop Wesley (figure 3.65) est alors envisagée. Cependant on peut faire des conclusions sur la déformabilité et l'évolution du module sécant du sol testé en fonction de la déformation des éprouvettes.

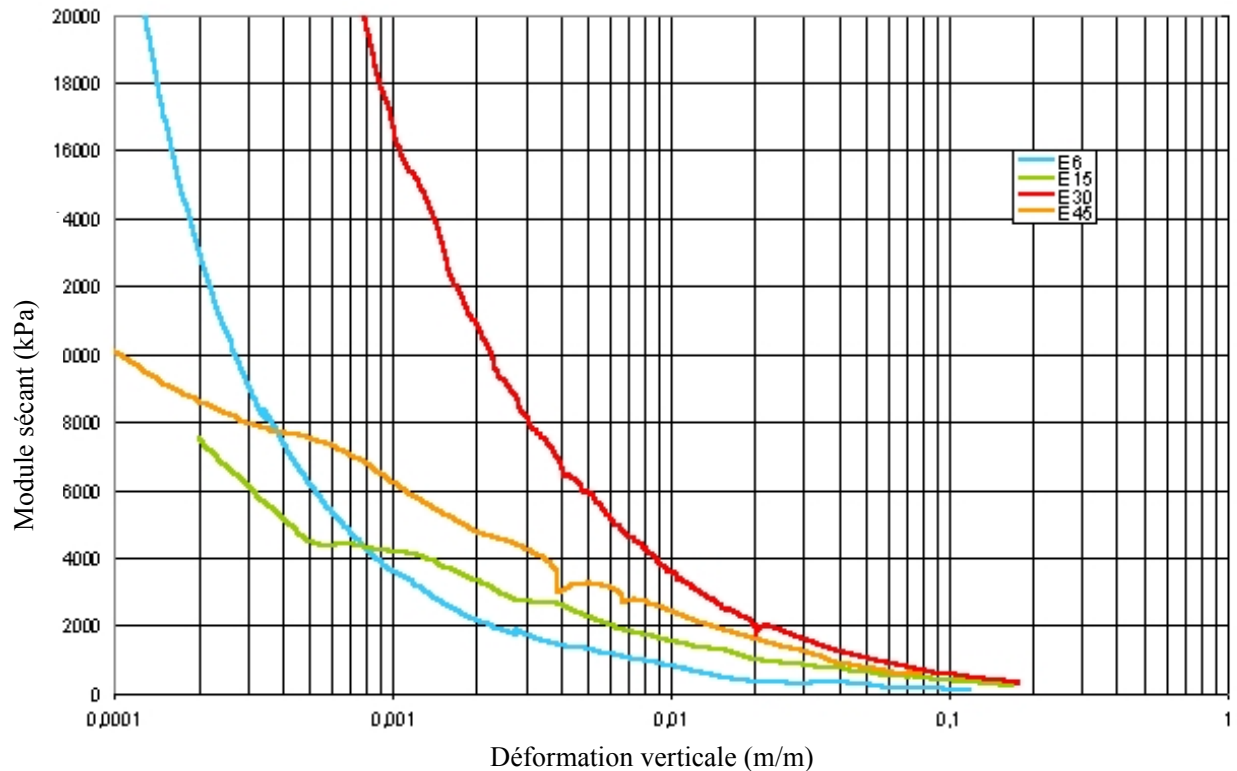


Figure 3.131 Variation du module sécant en fonction de la déformation verticale

On constate un module sécant moyen de 2000 kPa à 1% de déformation verticale.

### 3.4.5.3 Cisaillement – deuxième série - essais triaxiaux consolidé et non-drainé (CU+u)

Ces essais ont été effectués à l'aide d'une cellule de type Bishop-Weshley et de trois générateurs de pression de marque GDS, (figure 3.65). Cette série comporte cinq essais de compression et un essai d'extension.

L'évolution de la contrainte verticale et de la pression interstitielle en fonction de la déformation verticale durant les essais est montrée dans les figures 3.132 et 3.133.



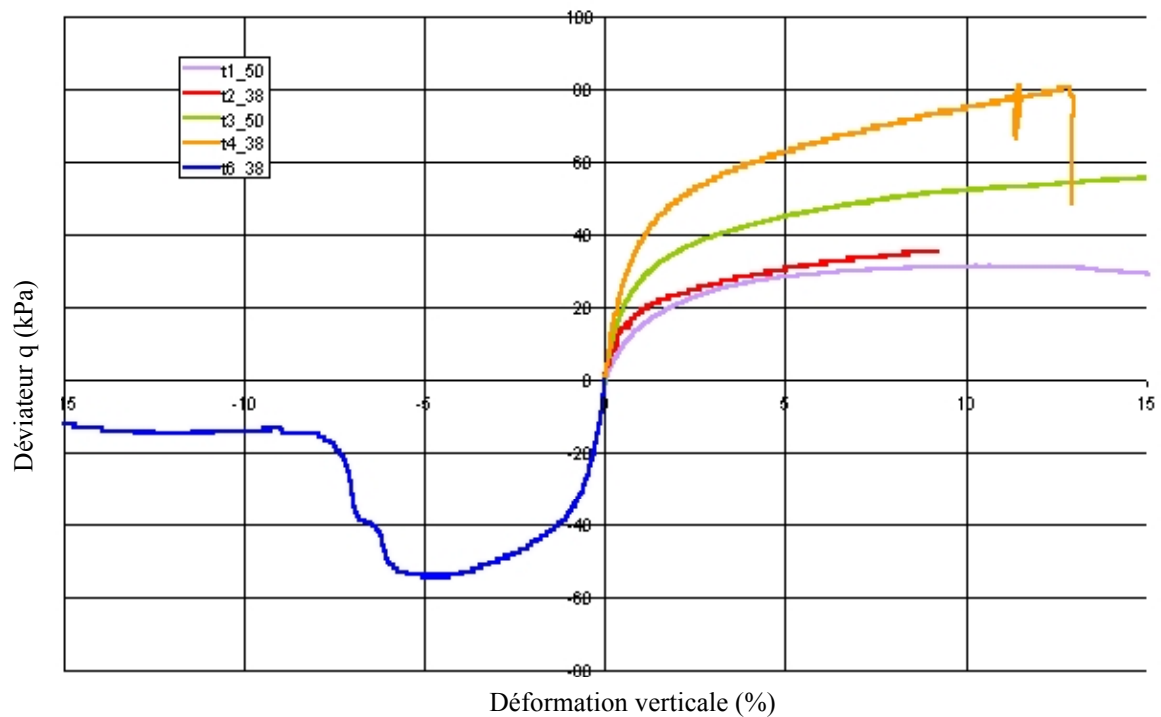


Figure 3.132 Relation entre la contrainte verticale et la déformation verticale

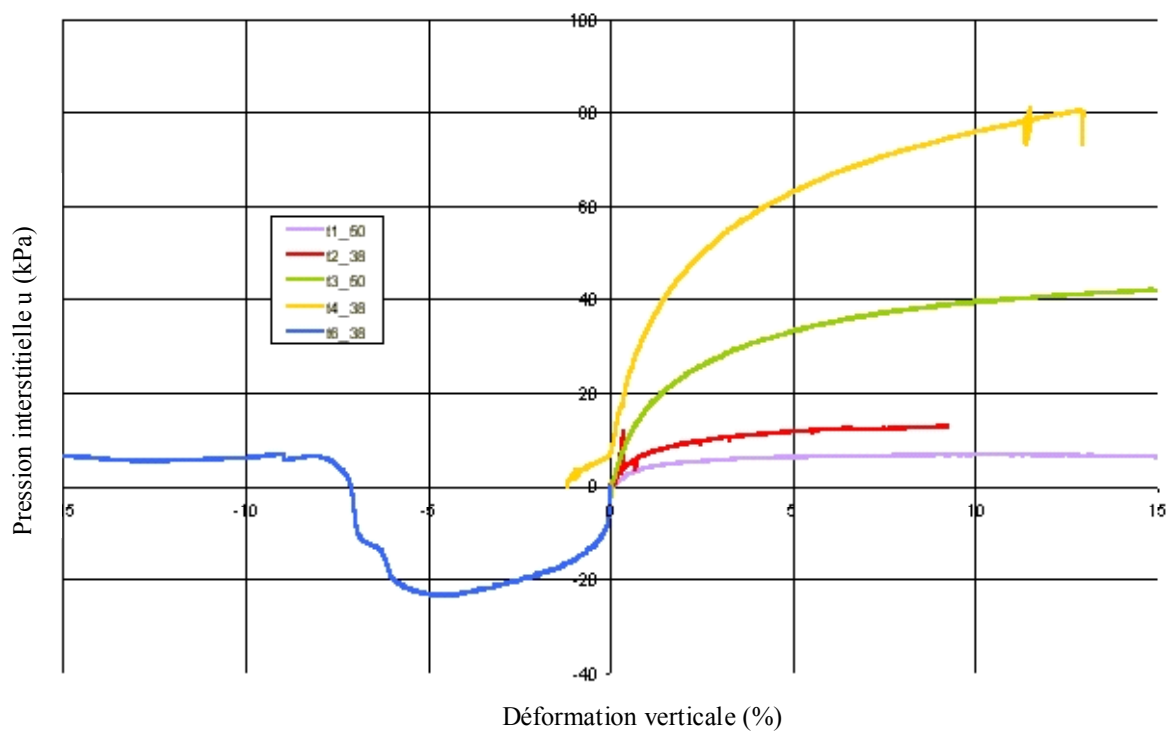


Figure 3.133 Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation verticale

L'évolution du module sécant pour les cinq essais montre un module moyen très proche de celui trouvé dans la première série d'essais.

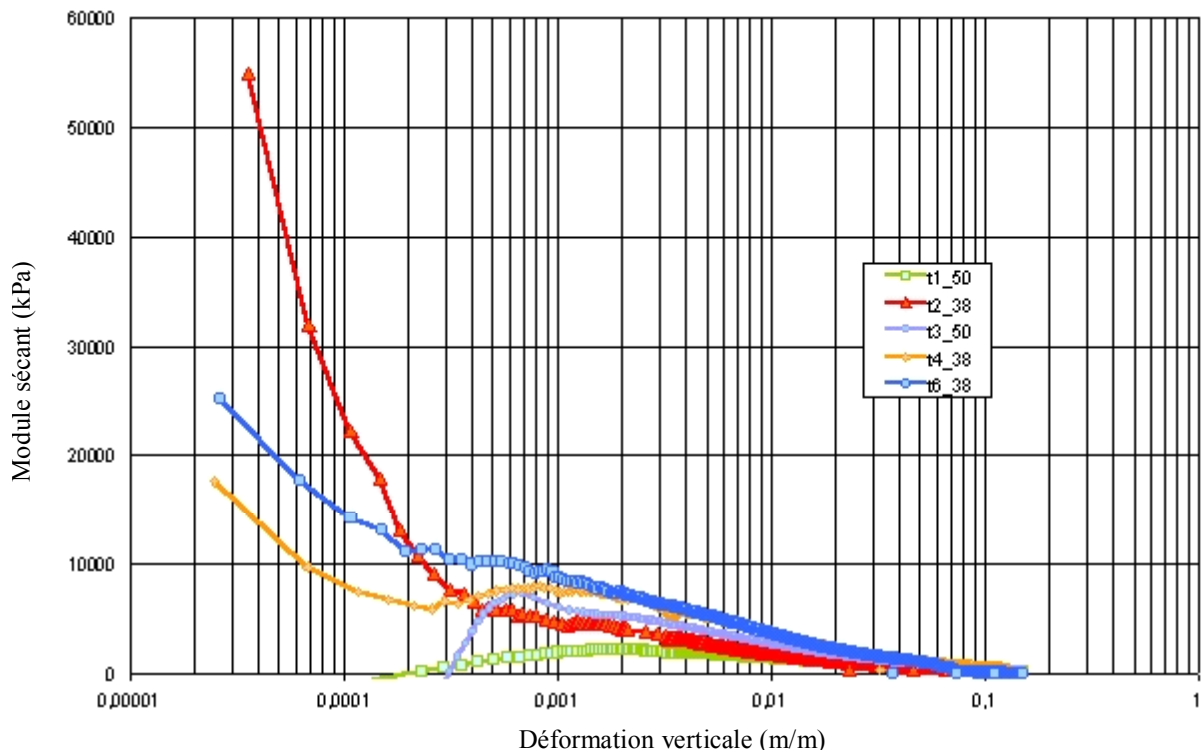


Figure 3.134 Évolution du module sécant en fonction de la déformation verticale

#### 3.4.5.4 Cisaillement – troisième série - essais triaxiaux consolidés drainés (CD)

Dans cette série, cinq essais ont été effectués afin de trouver les paramètres drainés du sol.

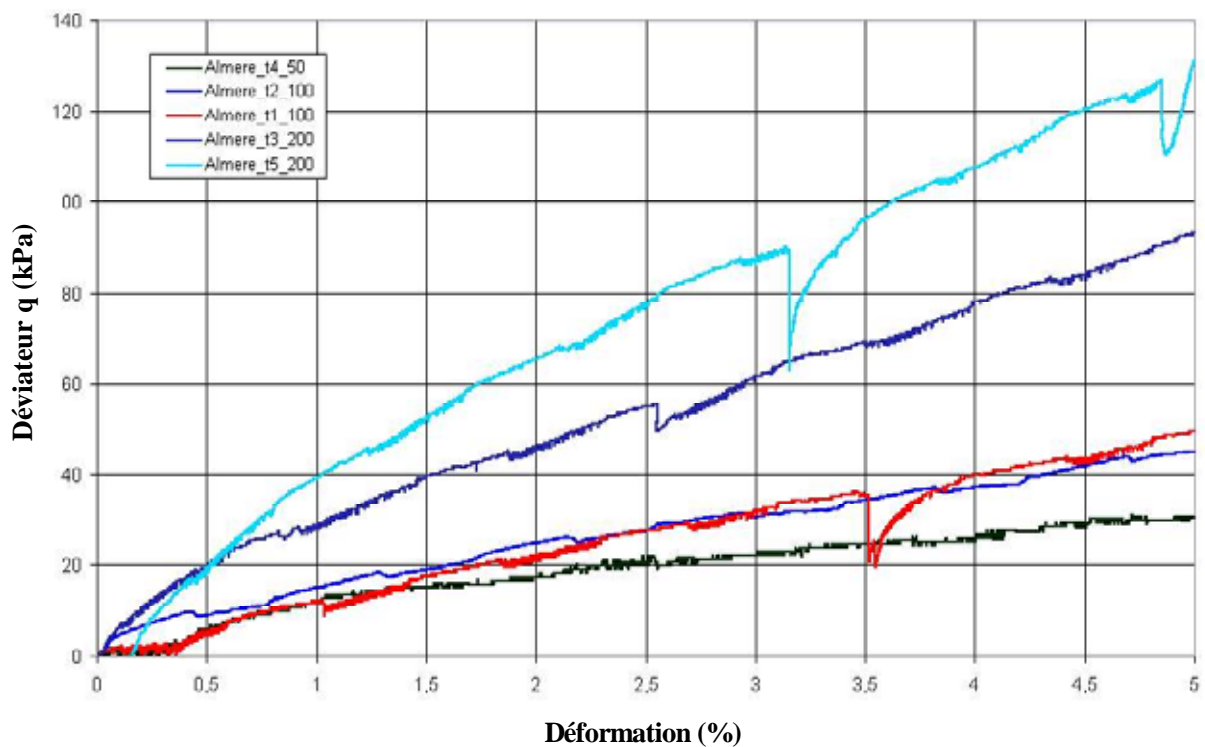


Figure 3.135 Relation entre la contrainte verticale et la déformation verticale

Ces essais ont été réalisés dans la zone normalement consolidée, nous ne pouvions pas atteindre l'enveloppe de rupture à 20% de déformation verticale. Nous présentons sur la figure 3.135 les résultats à 5% de déformation.

#### 3.4.5.5 Analyse des essais triaxiaux

La cohésion et l'angle de frottement du sol peuvent être constatés en traçant les chemins de contraintes jusqu'à la rupture dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ). Sur la figure suivante nous présentons la courbe d'état critique avec un angle de 53 degrés proposée par den Haan (Haan, 2002) de Geodelft (figure 3.136). Cependant, quelques essais de la première série ne sont pas présentés à cause de leur qualité médiocre.

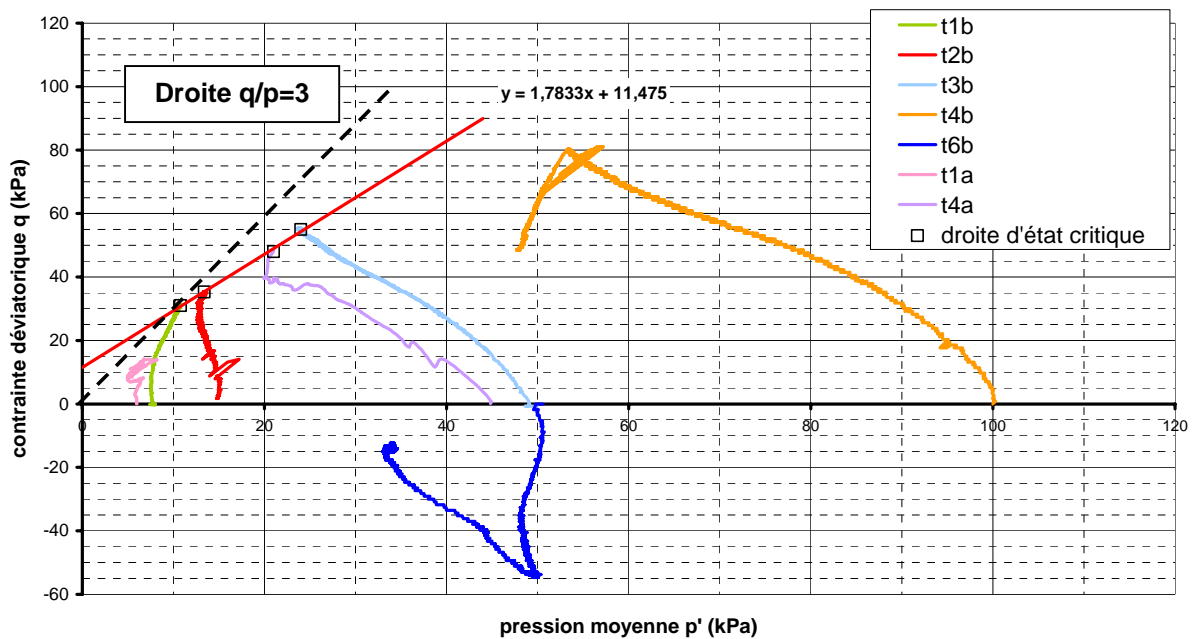


Figure 3.136 Chemins de contraintes des essais non drainés dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

Nous trouvons un angle de frottement de 43 degrés et une cohésion de 11 kPa si nous prenons en compte quatre premiers essais (figure 3.136). Ce résultat chute à 32 degrés et une cohésion de 24 kPa si l'on prend en compte l'essai t4b..

Pour les essais drainés (figure 3.137), on trouve une valeur moins importante de l'angle de frottement, 21 degrés au lieu de 53 degrés et une cohésion de 12 kPa au lieu de 20 kPa.

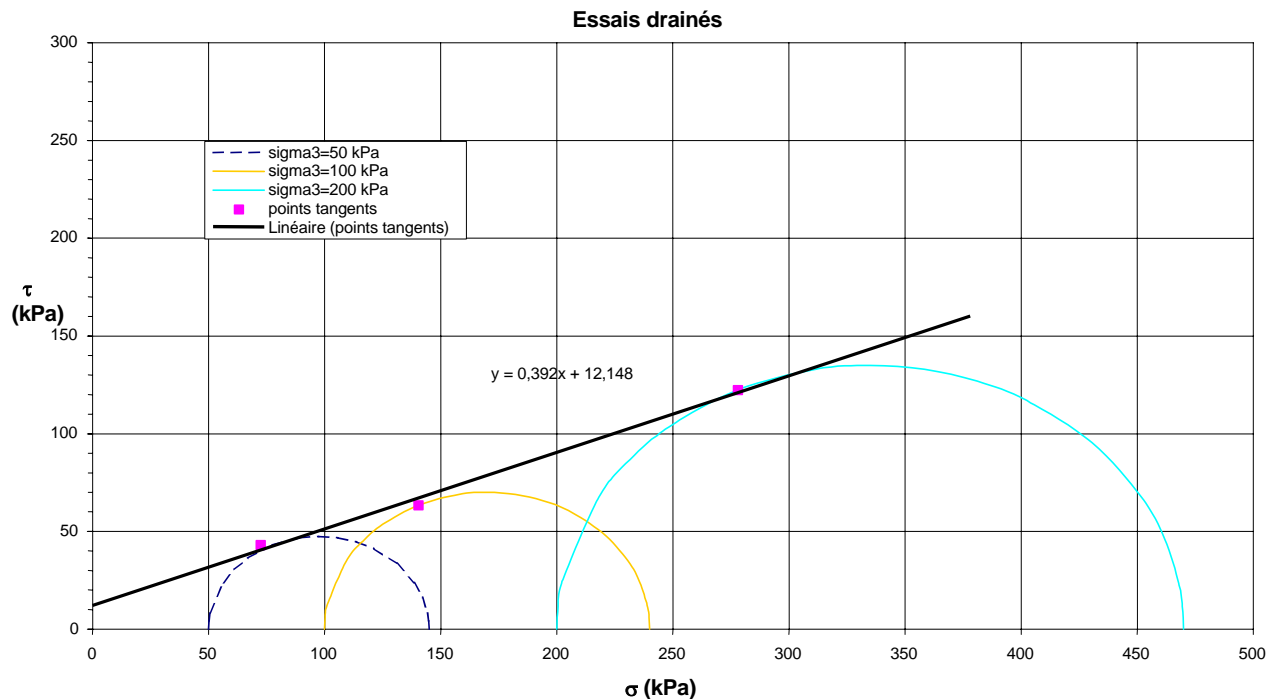


Figure 3.137 Cercles de Mohr pour les essais drainés

Nos essais drainés et non drainés ont été effectués avec des pressions de confinement supérieures à la pression de préconsolidation et probablement le niveau de déformation après la consolidation n'est pas suffisant pour atteindre la droite d'état critique.

Les modules sécants de tous les essais montrent une évolution similaire.

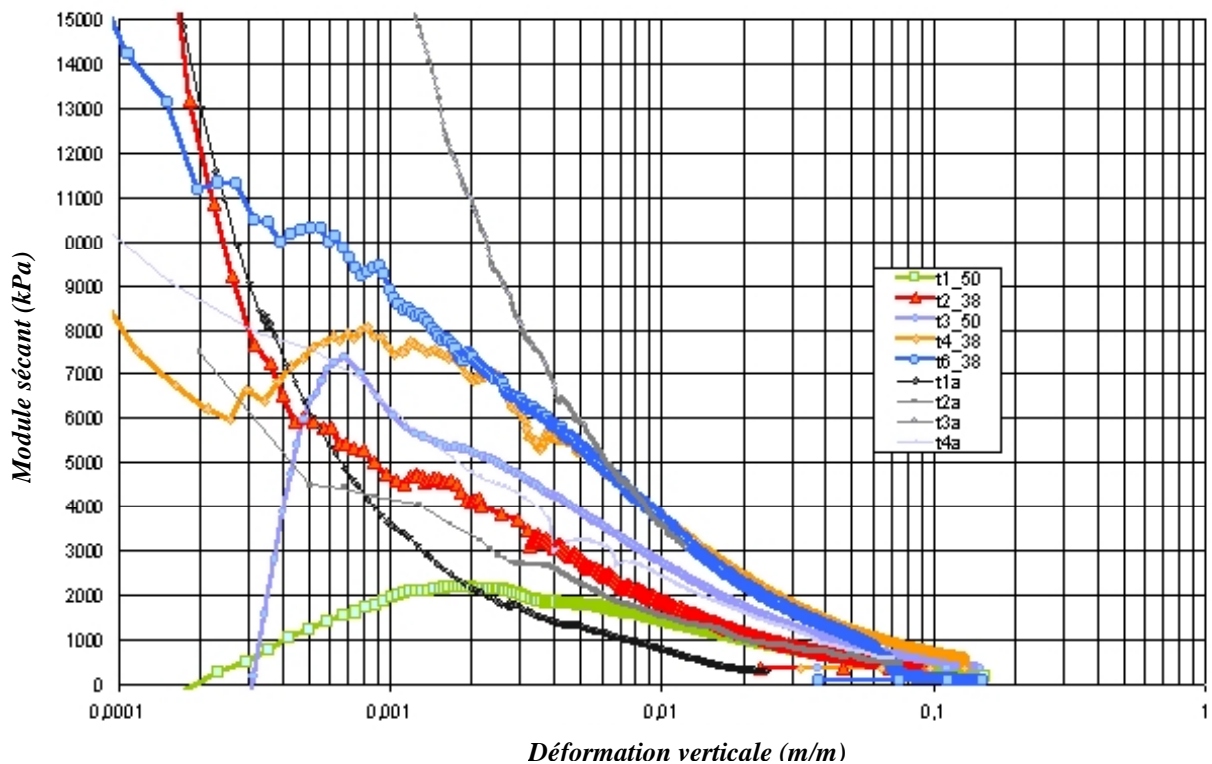


Figure 3.138 Évolution du module sécant pour tous les essais triaxiaux

Pour tous les essais de la deuxième série, nous avons fait des mesures de la propagation d'ondes à l'aide des bender elements (figure 3.93).

Les résultats sont montrés dans le tableau 27 suivant :

*Tableau 27 Résultats obtenus aux éléments piézo-électriques (bender elements)*

Essai	Type	$\sigma'_3$ (kPa)	$\varepsilon$ (%)	H (mm)	dh	$\Delta T$ (ms)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (N/m <sup>4</sup> /s <sup>2</sup> )	$G = \gamma \cdot V^2$ (MPa)	E (MPa)
F4E1_t1a	CIU+u	16	0	100,5	0	2,19	45,2	14164	28,9	25,5
F6E2_t1b	CIU+u	70	0	100,2	0	2,87	34,8	13180	15,9	88,8
F6E1_t3b	CIU+u	50	0	100	0	1,65	60,6	13000	47,7	66,8
F5E2_t1a	CD	100		100		0,94	106	14100	158,4	120
F5E2_t2a	CD	100		99,6		1,09	91,7	13620	114,5	120
F2E1_t3a	CD	200		100,1		0,79	126,6	13260	212,5	215,5

L'évolution du module de Young en fonction de la pression effective de confinement peut être obtenue par la relation :

$$E = 2,4626 \cdot \sigma'_3{}^{0,844} \quad (3.19)$$

### 3.4.6 Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses

Tous les essais doivent commencer par une consolidation œdométrique (déformation radiale nulle) à une valeur déterminée de la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$ . Le drainage sera ouvert pour permettre à la pression interstitielle générée pendant le chargement de se dissiper. Deux séries d'essais à différentes valeurs de  $\sigma'_{v0}$  nous permettront de déterminer  $\phi'$ . Dans la plupart des cas  $b$  sera égale à 0.5 et  $\alpha$  varie. Mais pour quelques essais,  $b$  et  $\alpha$  seront fixés à des valeurs particulières pour faire des essais de compression ou d'extension pures afin de pouvoir comparer les résultats obtenus avec ceux du triaxial classique.

Ci-dessous le programme d'essais est détaillé avec les chemins de contraintes que nous allons suivre :

*Tableau 28 Programme d'essais*

numéro	éprouvette	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\alpha$ (°)	b	Type d'essai
1	F5E4	50	0	0	Compression triaxiale
2	F5E5	50	90	1	Extension triaxiale
3	F4E3	50	0	0.5	Compression en déformations planes*
4	F4E1	100	0	0.5	Compression en déformations planes*
5	F5E2	50	22.5	0.5	Compression – torsion
6	F6E1-F6E2	100	22.5	0.5	Compression – torsion
7	F4E2	50	45	0.5	Compression – torsion
8		100	45	0.5	Compression – torsion
9	F2E2	50	67.5	0.5	Compression – torsion

10		100	67.5	0.5	Compression – torsion
11	F2E1 – F2E3	50	90	0.5	Extension en déformations planes*
12		100	90	0.5	Extension en déformations planes*
13		50		0.5	Cisaillement simple – Hauteur constante
14		100		0.5	Cisaillement simple – Hauteur constante

\* voir paragraphe 1.3.2.3

### 3.4.6.1 Caractéristiques des éprouvettes testées

Dans le cadre de ce travail neuf essais ont été effectués. Les caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que certains paramètres d'essai sont rassemblés dans le tableau 29.

Tableau 29 Essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses

N°	Profondeur (m)	w(%)	$\gamma_h$	masse initiale (g)	masse finale (g)	masse sèche (g)	$\sigma'_g$ (kPa)	$K_0$	$u_{cp}$ (kPa)	b	$\alpha$	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	Correction	remarques
F5E4	2,10-2,40	186	12,52	767	683	268	37	0,99	200	0	0	50	0	compression
F4E4	2,40-2,60	179	12,50	757	612	271	23	1,28	200	1	90	50	0	extension
F4E3	2,10-2,40	156,5	12,95	778,9	649	303,7	24	1	200	0,5	0	50	5	compression
F4E1	1,50-1,75	121,5	13,91	844,5	693,8	381,3	19	1	200	0,5	0	100	0	compression
F5E2	1,85-2,05	121,8	13,78	835,2	771,8	383,2	27	0,75	400	0,5	22,5	50	6	comp-torsion
F6E1	1,60-1,80	152,1	13,19	797,6	638,3	321,1	52	-	400	0,5	90	100	-	extension
F6E2	1,80-2,05	158,0	12,95	785,7	616,34	311,6	57	-	400	0,5	22,5	100	7	comp-torsion
F4E2	1,75-2,10	137,8	13,43	822,2	734,5	352,6	24	-	400	0,5	45	50	6	comp-torsion
F2E2	1,75-2,00	118,2	13,82	842,7	781,4	406,1	27	-	400	0,5	68	50	6	comp-torsion
F2E3										0,5	90	50		Extension

### 3.4.6.2 Consolidation

#### 3.4.6.2.1 Essai 1 – F5E4 - Compression

La consolidation est une consolidation œdométrique. Elle est effectuée par augmentation croissante de la contrainte verticale. La valeur de la contrainte de confinement est augmentée en fonction de la valeur de  $K_0$  obtenue après annulation de la valeur de la variation de la section moyenne calculée à partir des six capteurs de déplacements radiaux.

En partant d'une valeur de  $K_0 = 1$  (on suppose une consolidation isotrope), on a convergé après une semaine vers une valeur de  $K_0 = 0,99$ .

#### 3.4.6.2.2 Essai 2 – F4E4 – Extension

La valeur de  $K_0$  obtenue est égale à 1,28.

#### 3.4.6.2.3 Essai 3 – F4E3 – Compression avec b=0,5

Partant d'une valeur de 1,1, le  $K_0$  décroît jusqu'à 1.

#### 3.4.6.2.4 Essai 4 – F4E1 – Compression avec b=0,5

$K_0$  reste proche de 1 avec quelques oscillations.

Nous observons la même évolution du volume mesuré par le contrôleur de contre-pression et la multiplication du déplacement vertical par la surface plane de l'éprouvette. La différence entre les résultats peut être expliquée probablement par le fait que la surface est une valeur moyenne moins sensible à la consolidation secondaire. Cette différence est plus importante que celle constatée sur le sol de Rouen.

#### 3.4.6.2.5 Essai 5 – F5E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

A partir de cet essai, nous avons utilisé une contre-pression de 400 kPa au lieu de 200 kPa pour améliorer la consolidation. On trouve  $K_0 = 0,8$ .

#### 3.4.6.2.6 Essai 6 – F6E1 – Extension avec $b=0,5$

On observe ici une valeur de  $K_0 = 1$ .

#### 3.4.6.2.7 Essai 7 – F6E2 – Compression avec $b=0,5$

Consolidation isotrope.

#### 3.4.6.2.8 Essai 8 – F4E2 – Compression avec $b=0,5$

Consolidation isotrope.

#### 3.4.6.2.9 Essai 9 – F2E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

Consolidation isotrope.

Sur la figure 3.139 nous montrons les courbes de consolidation pour les différents essais. Nous remarquons l'influence de l'augmentation de la contre-pression.

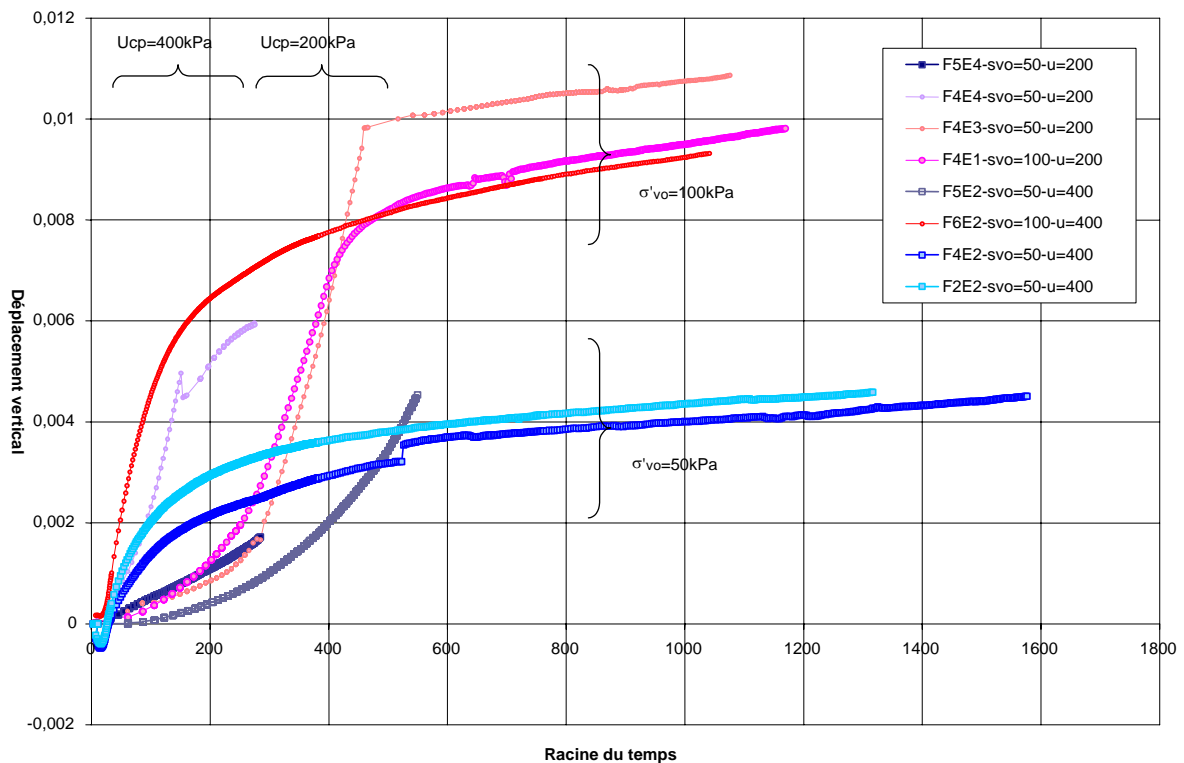


Figure 3.139 Consolidation des différentes éprouvettes

### 3.4.6.3 Cisaillement

#### 3.4.6.3.1 Essai 1 – F5E4 - Compression

La rupture est obtenue pour un déviateur de 33 kPa.

Le chemin de contraintes imposé est plutôt correctement suivi dans l'espace ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ) avec des oscillations de  $\alpha$  dues au faible déviateur (figure 3.143). En effet,  $\alpha$  est calculé par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_{\theta}}\right) \quad (3.20)$$

à un faible déviateur,  $\sigma_z$  est égale à  $\sigma_{\theta}$  ce qui donne, même à des faibles valeurs de la torsion  $\tau_{\theta z}$ , une surestimation de la valeur de l'angle de rotation des contraintes principales  $\alpha$ .

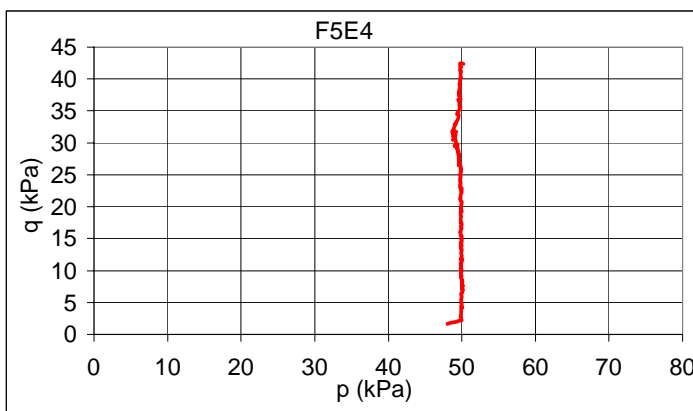


Figure 3.140 Chemin suivi dans le plan  $p$ ,  $q$

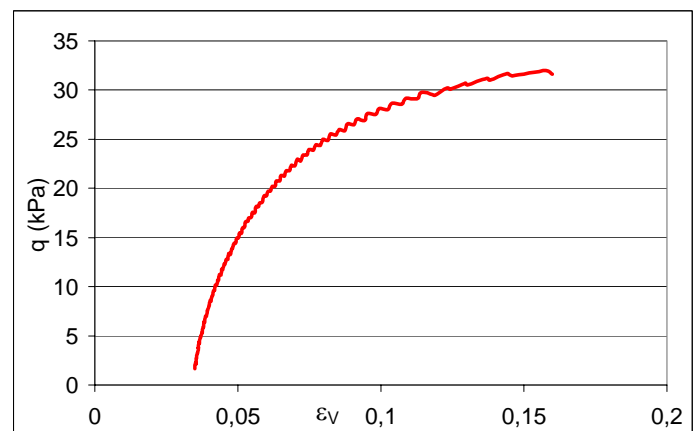


Figure 3.141 Relation déviateur déformation verticale

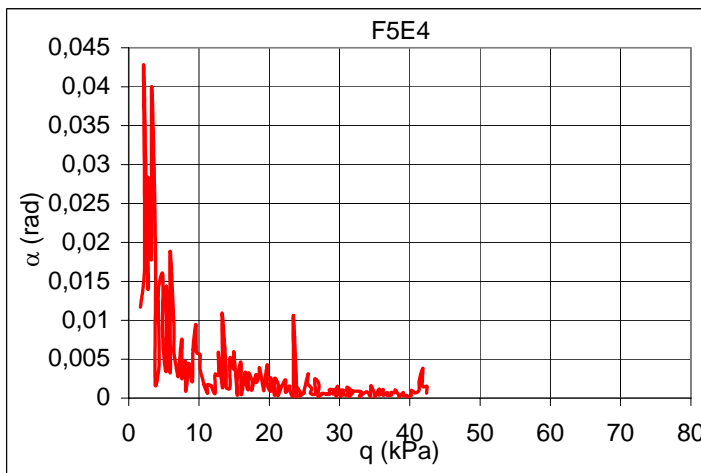


Figure 3.142 Relation déviateur-angle de rotation des contraintes

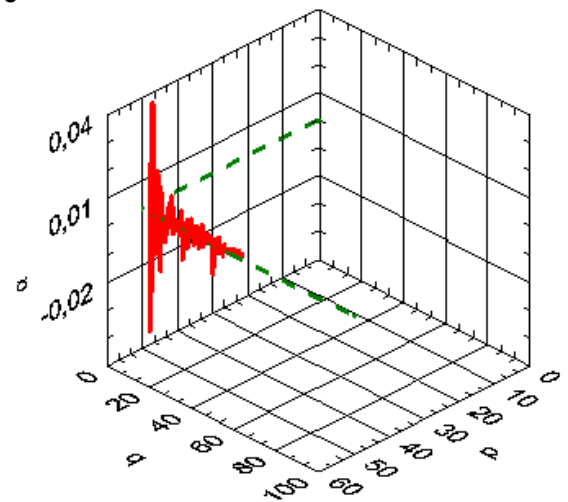


Figure 3.143 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ )





Figure 3.144 Éprouvette déformée (élévation)



Figure 3.145 Éprouvette déformée

La forme finale de l'éprouvette montre un flambement et une chaîne de fissures assez localisées en partie haute de l'éprouvette (figure 3.145).

#### 3.4.6.3.2 Essai 2 – F4E4 - Extension

La valeur de  $K_0$  trouvée après la consolidation est de 1,28. Une différence de pression de 8 kPa existait avant la phase de cisaillement.

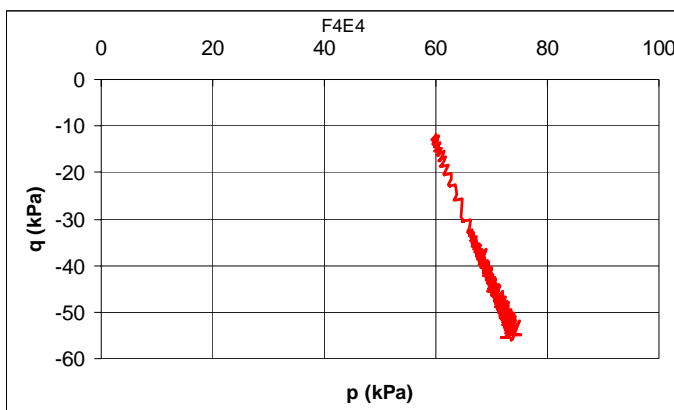


Figure 3.146 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

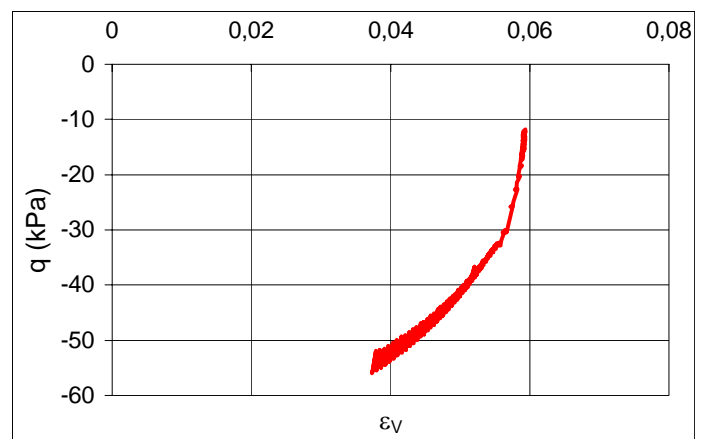


Figure 3.147 Relation déviateur-déformation verticale



Figure 3.148 Contact entre l'échantillon et le capteur de déformation radiale



Figure 3.149 Éprouvette déformée

On remarque qu'on n'a pas assez de points au voisinage de 40 kPa, ce qui explique cette diminution rapide du déviateur de 32 kPa à 43 kPa (figure 3.146). Après, l'appareil a rattrapé le chemin de contraintes imposé.

Le programme n'était pas capable de garder la pression de confinement constante. La diminution du déviateur n'était pas suffisante, c'est pour cela que la pression  $P_c$  a augmenté pour diminuer la force axiale.

Les oscillations sont dues à la correction permanente de la vitesse de force.

#### 3.4.6.3.3 Essai 3 – F4E3 – Compression avec $b=0,5$

On voit que le chemin de contraintes est bien suivi avec des oscillations en  $\alpha$  pour des faibles valeurs de  $q$  et des petites oscillations en  $q$  dues à la correction de la vitesse de force.

La relation déviateur-déformation verticale donne une allure classique et on obtient la rupture à  $q = 63$  kPa (figure 3.151).

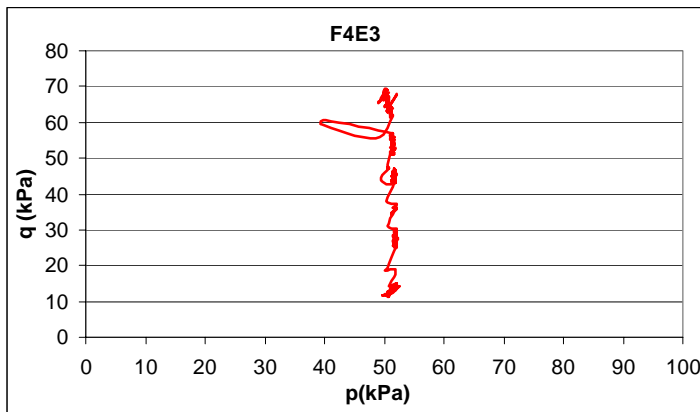


Figure 3.150 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

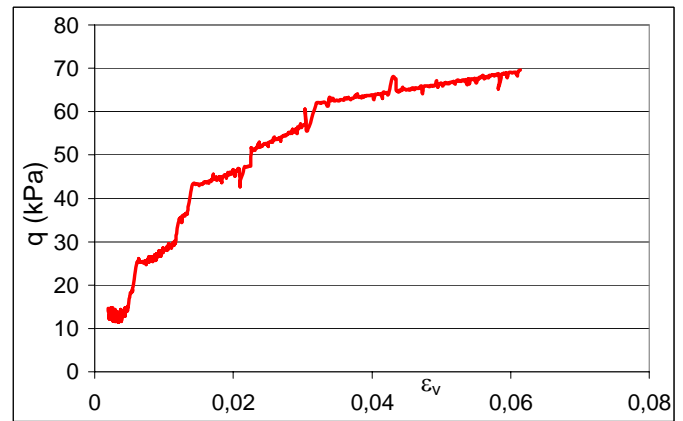


Figure 3.151 Relation déviateur-déformation verticale

Dans les figures 3.152 et 3.153, on voit la déformée de l'éprouvette après l'essai. On remarque l'existence de quelques fissures dans les plans vertical et horizontal. La tête de l'échantillon était coupée lors de l'enlèvement de la membrane.



Figure 3.152 Éprouvette déformée



Figure 3.153 Fissures observées

#### 3.4.6.3.4 Essai 4 – F4E1 – Compression avec $b=0,5$

Avant de lancer cet essai, on a apporté des modifications à l'appareil. Un capteur de déplacement Heindenhain avec une précision de 5 micromètres a été placé sur le générateur de contre-pression. Ce capteur nous permet d'avoir une précision de mesure de volume d'eau de  $10 \text{ mm}^3$ , ce qui est 10 fois plus précis que le capteur de pilotage du générateur de contre-pression utilisé auparavant.

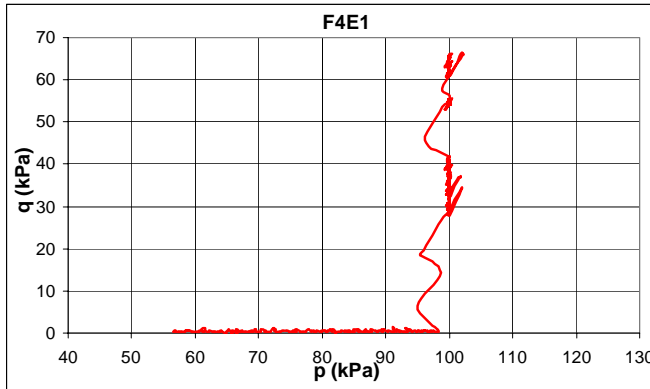


Figure 3.154 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

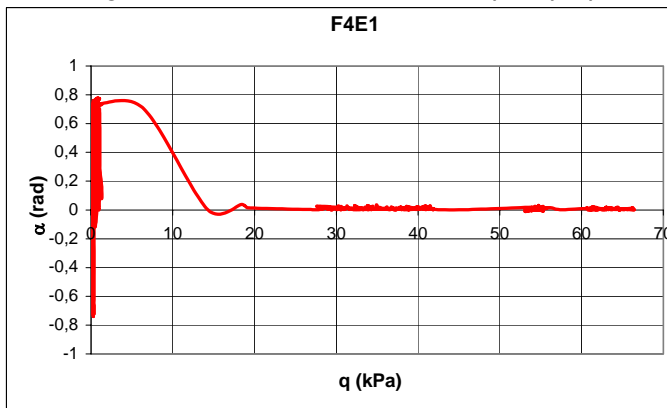


Figure 3.156 Relation déviateur - angle de rotation des contraintes

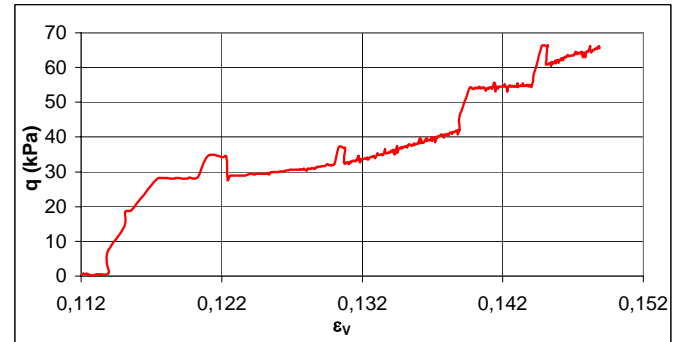


Figure 3.155 Relation déviateur-déformation verticale

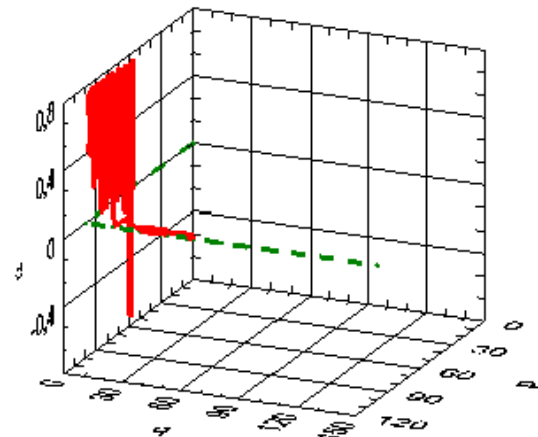


Figure 3.157 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

On remarque que le déviateur augmente rapidement avec de grands incréments (figure 3.154). Ce problème est probablement lié à l'utilisation de  $b$  ce qui fait que l'interaction entre la force, le moment de torsion et les pressions intérieures et extérieures devient importante. Pour régler ce problème, on a diminué le gain de la presse et on a réduit la longueur des segments du chemin de contraintes imposé. On suit proprement le chemin imposé en  $p$  et  $q$  avec des oscillations en  $\alpha$  pour une valeur nulle de  $q$  (figure 3.157).

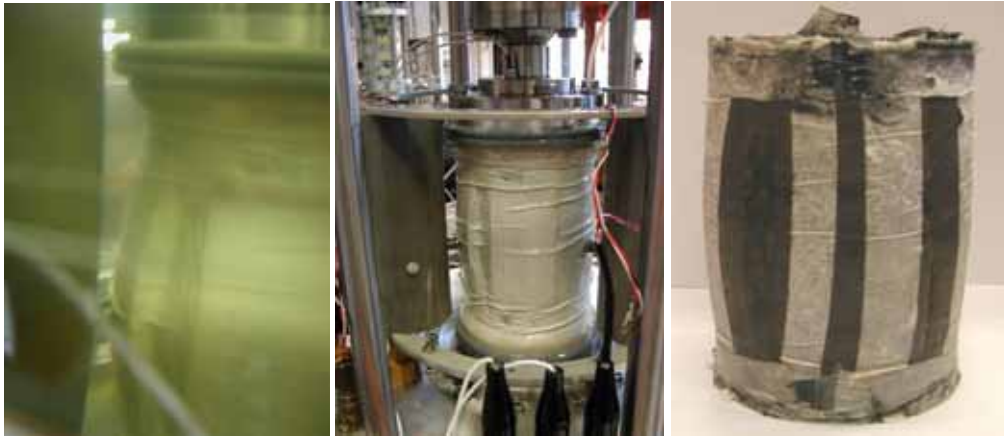


Figure 3.158 Éprouvette déformée

Sur la figure 3.158, on voit que l'éprouvette déformée a la forme d'un tonneau parce que des ruptures verticales sont apparues. La cause peut être la différence de pression entre  $P_e$  et  $P_i$  durant le test pour maintenir  $b = 0,5$ .

#### 3.4.6.3.5 Essai 5 – F5E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

La rupture de l'échantillon est atteinte pour un déviateur de 35 kPa (figure 3.160). Aux alentours de 30 kPa, on remarque une augmentation simultanée des valeurs d'efforts dans les plans  $(q, \varepsilon_v)$  et  $(\tau, \gamma)$ .

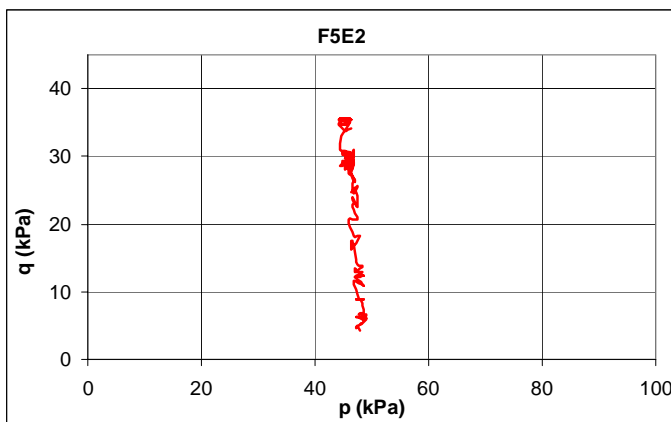


Figure 3.159 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

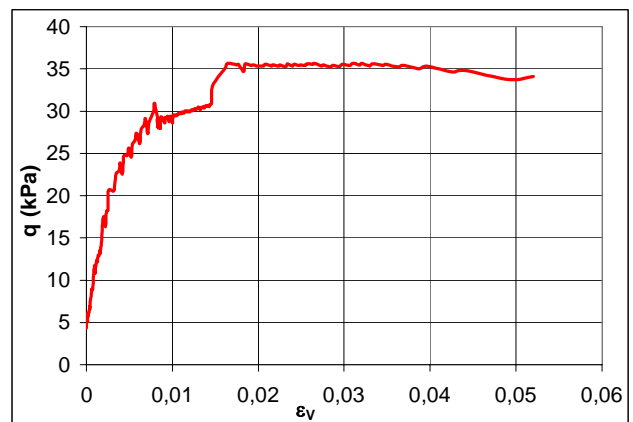


Figure 3.160 Relation déviateur-déformation verticale

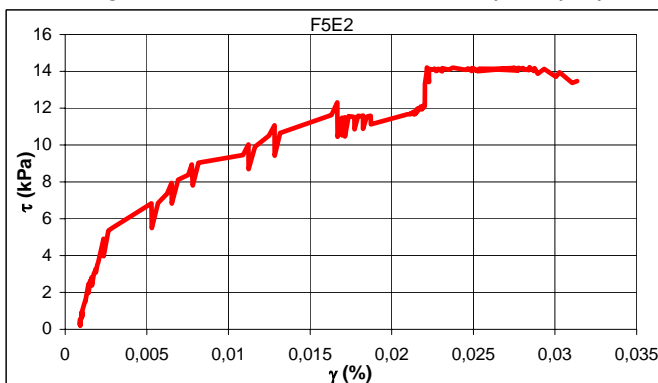


Figure 3.161 Relation contrainte de cisaillement-distorsion

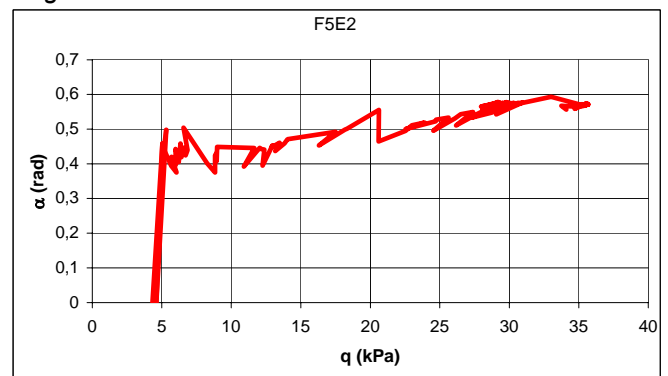


Figure 3.162 Relation déviateur-angle de rotation des contraintes

On suit proprement le chemin imposé en  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$  (figures 3.159 et 3.162). La valeur de la pression moyenne diminue légèrement pour respecter la valeur imposée de  $b=0,5$ . Les faibles oscillations en  $q$  sont dues à la correction de la vitesse de force. L'évolution de  $\alpha$  est importante mais elle n'a pas provoqué une rupture plus rapide.



Figure 3.163 Éprouvette déformée

Sur la figure 3.163, on voit que l'éprouvette s'est déformée également comme pour l'essai précédent avec une forme en tonneau parce que des ruptures verticales sont apparues.

#### 3.4.6.3.6 Essai 6 – F6E1 – Extension avec $b=1$

La valeur de  $K_0$  obtenue après la phase de consolidation est supérieure à 1. Ceci a provoqué une extension drainée de l'éprouvette. On voit que le déviateur diminue rapidement après la phase de consolidation (figure 3.165).

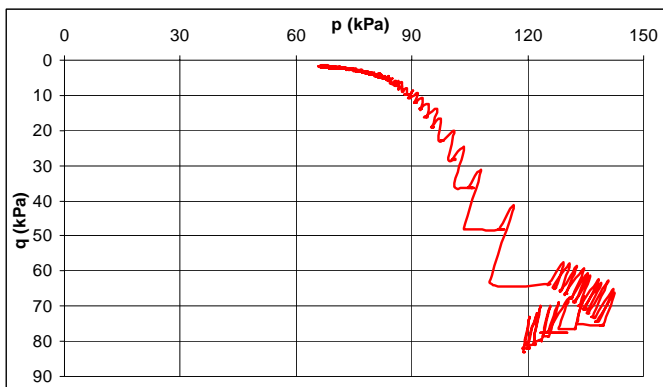


Figure 3.164 Chemin suivi dans le plan  $p$ ,  $q$

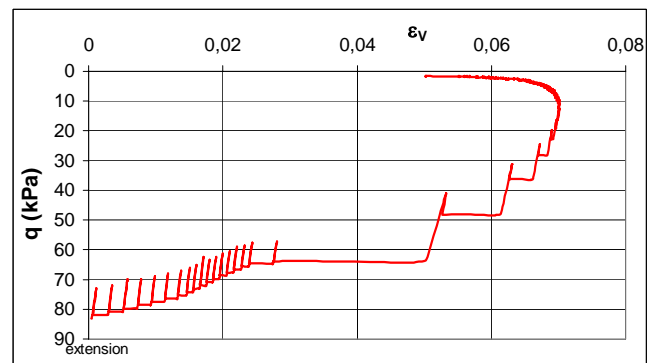


Figure 3.165 Relation déviateur-déformation verticale

#### 3.4.6.3.7 Essai 7 – F6E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

La rupture de l'échantillon est atteinte pour un déviateur de 40 kPa.

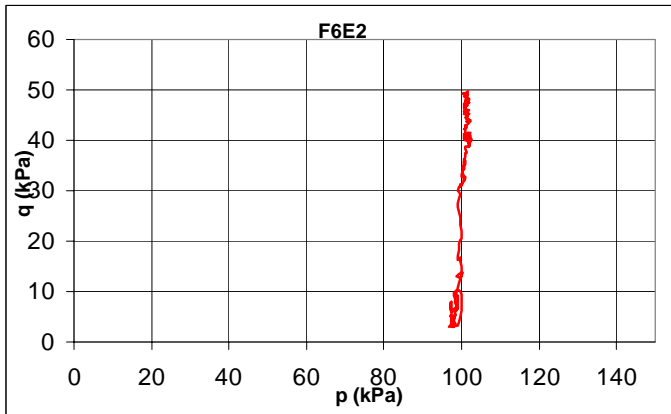


Figure 3.166 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

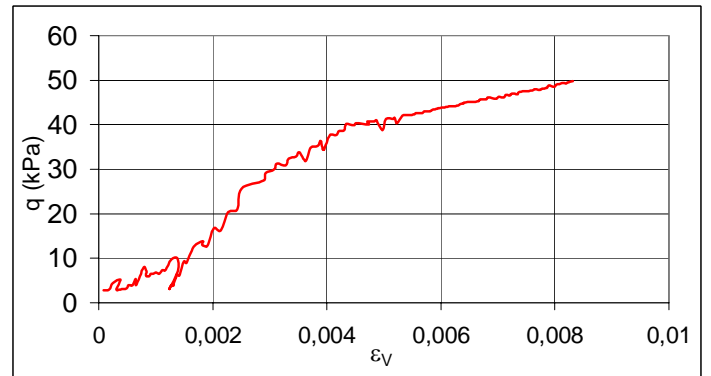


Figure 3.167 Relation déviateur-déformation verticale

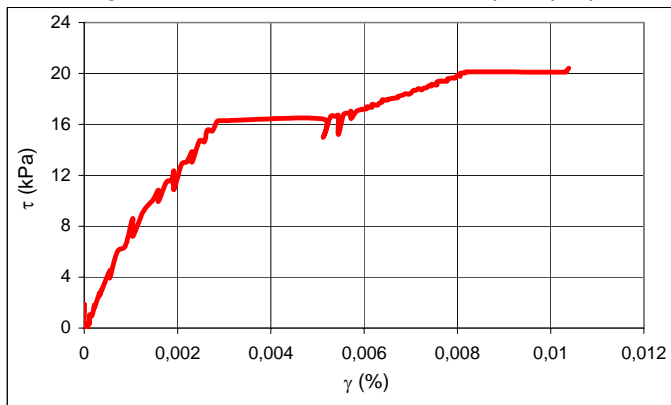


Figure 3.168 Relation contrainte de cisaillement-distorsion

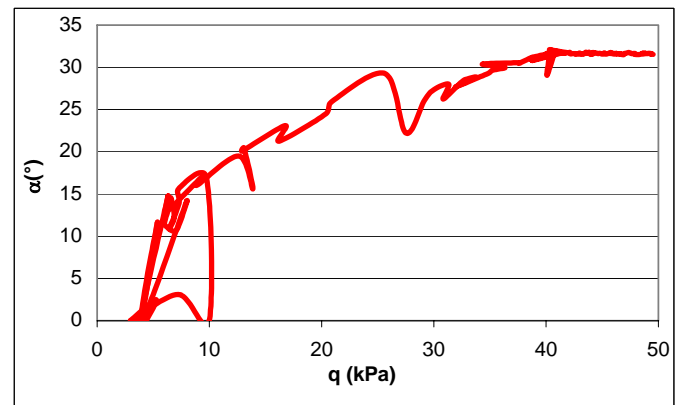


Figure 3.169 Relation déviateur - angle de rotation des contraintes

On suit proprement le chemin imposé en  $p, q$  et  $\alpha$  (figure 3.166). La valeur de la pression moyenne augmente légèrement après 30 kPa de déviateur. Au cours de l'essai,  $b$  reste à la valeur de 0,5 (figure 3.170) et on atteint la valeur imposée de la rotation des contraintes  $\alpha$  (figure 3.171).

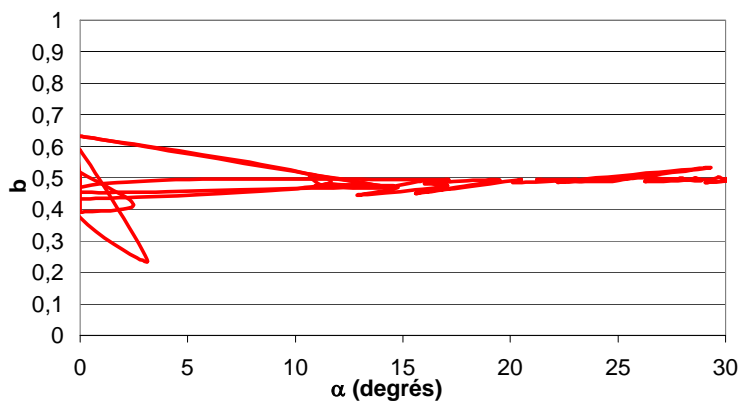


Figure 3.170 Relation coefficient de la contrainte principale intermédiaire-angle de rotation des contraintes

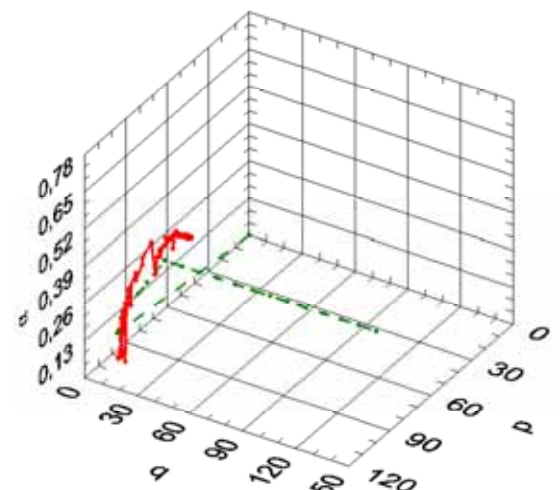


Figure 3.171 Évolution du chemin de contrainte dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

Ci-après nous montrons la déformée de l'éprouvette. Les déformations des papiers filtres illustrent l'effet du cisaillement par torsion de l'éprouvette. Nous pouvons observer sur l'éprouvette une distorsion assez répartie avec une légère localisation en tête de l'éprouvette.



L'impression d'extension visible sur la figure est due à la torsion pour une faible déformation verticale.



Figure 3.172 Éprouvette déformée

#### 3.4.6.3.8 Essai 8 – F4E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

La rupture de l'échantillon est atteinte pour un déviateur de 58 kPa.

La fluctuation de la pression moyenne dans le plan  $(p, q)$  est due à l'augmentation de la contrainte de cisaillement  $\tau$  pour obtenir la valeur imposée de 37,5 degrés de l'angle de rotation des contraintes.

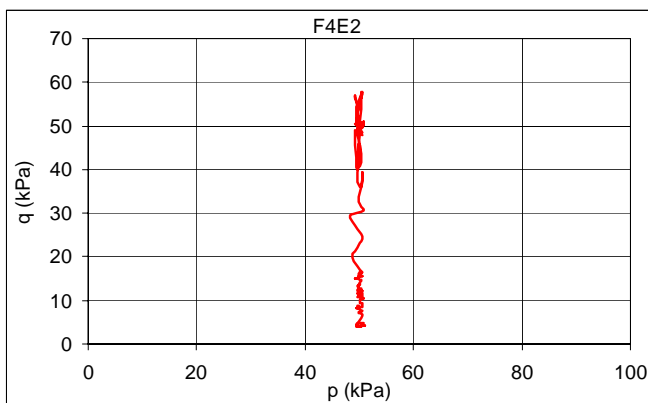


Figure 3.173 Chemin suivi dans le plan de  $p$  et  $q$

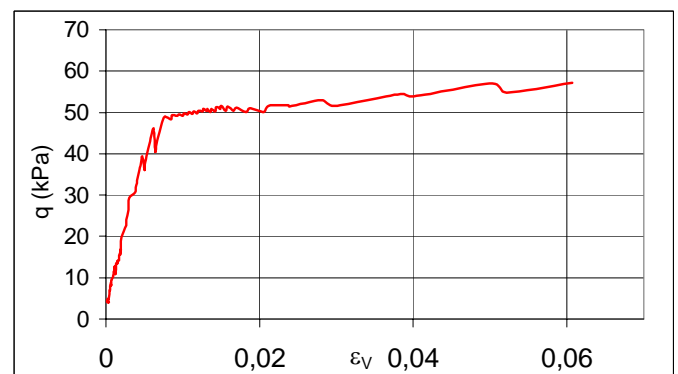


Figure 3.174 Relation déviateur déformation verticale

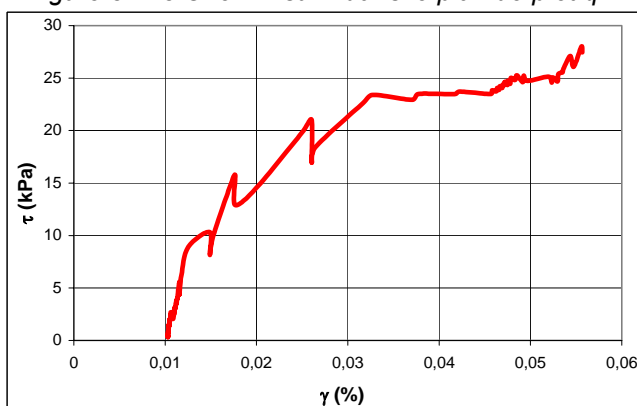


Figure 3.175 Relation contrainte de cisaillement distorsion

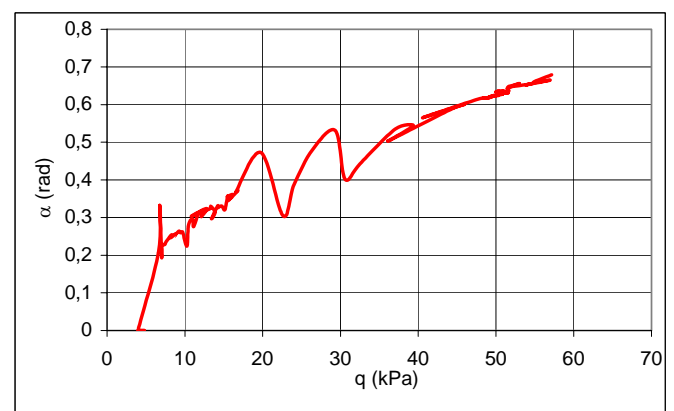


Figure 3.176 Relation déviateur - angle de rotation des contraintes

Dans la figure 3.177 on voit comment on a réussi à bien suivre le chemin de contraintes imposé. Cependant un léger écart est constaté sur l'angle de rotation des contraintes. Ceci est du à la valeur de  $b$  imposée qu'on essaie de respecter tout au long de l'essai.

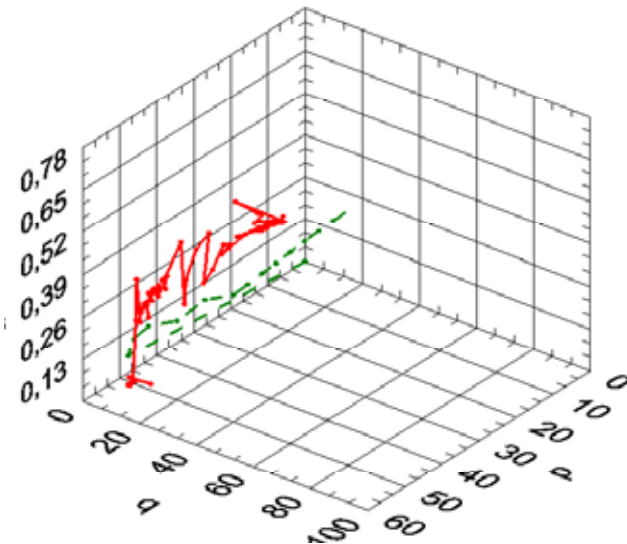


Figure 3.177 Évolution du chemin dans l'espace  $(p, q, \alpha)$



Figure 3.178 Déformée de l'éprouvette

Nous pouvons voir sur la déformée finale (figure 3.178), la présence de fissures localisées avec des inclinaisons opposées à la distorsion.

#### 3.4.6.3.9 Essai 9 – F2E2 – Compression-torsion avec $b=0,5$

La rupture de l'échantillon est atteinte pour un déviateur de 34 kPa.

Au début de l'essai, on remarque une augmentation rapide du déviateur, provoquée par l'augmentation importante de la torsion.

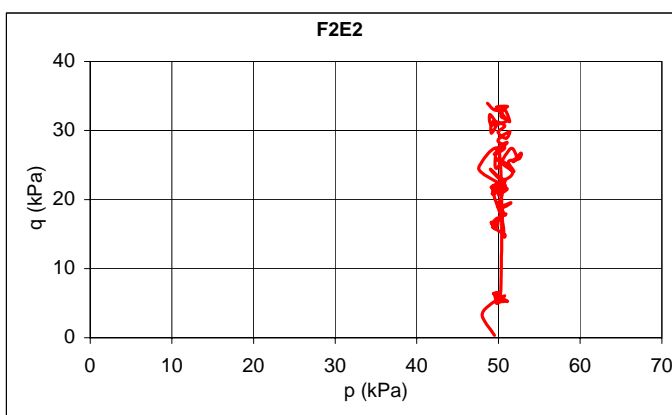


Figure 3.179 Chemin suivi dans le plan  $p, q$

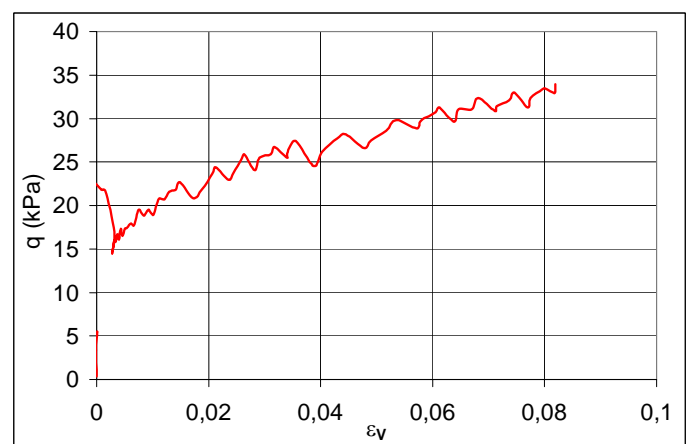


Figure 3.180 Relation déviateur-déformation verticale



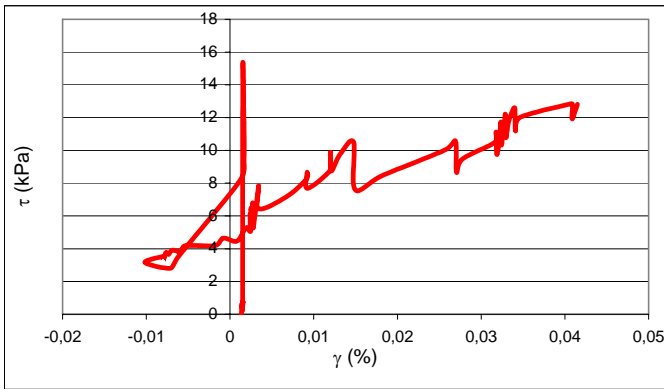


Figure 3.181 Relation contrainte de cisaillement-distorsion

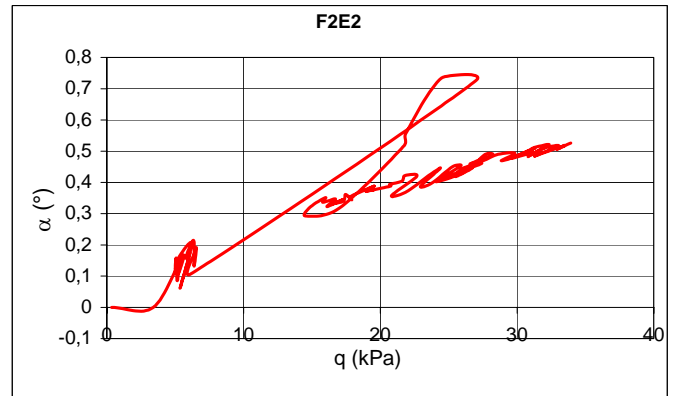


Figure 3.182 Relation déviateur-angle de rotation des contraintes

Il est clair que, pendant l'essai, la vitesse de la contrainte de cisaillement est beaucoup plus élevée que la vitesse du déviateur.

Nous constatons sur la déformée de l'éprouvette (figure 3.183) des bandes de cisaillement de sens opposé à la distorsion avec des localisations sur certains plans. Les bandes moins épaisses constatées pour le sol de Rouen (figure 3.111) sont ici des fissures. Ces fissures correspondent à une extension en contraintes principales localisée dans les bandes de cisaillement comme proposée par Biarez (Biarez et al., 1994).



Figure 3.183 Déformée de l'éprouvette

### 3.4.7 Synthèse

L'analyse des essais comporte une synthèse de la phase de consolidation des éprouvettes ainsi qu'une lecture des résultats en termes de variation de l'angle de frottement du sol en fonction de la rotation des contraintes et de la contrainte principale intermédiaire.

### Consolidation

L'analyse de la variation de  $K_0$  pour tous les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses nous montre que, pour ce sol fin, la taille peut faire disparaître le  $K_0$  et rendre le champ de contraintes à l'intérieur de l'éprouvette quasiment isotrope (figure 3.184). Physiquement cela signifie que l'épaisseur du cylindre creux est petite. La même conclusion étant obtenue à partir des essais de Rouen, cela signifie que ce phénomène peut être valable pour tous les sols et indépendant des dimensions des particules ou de la teneur en argile.

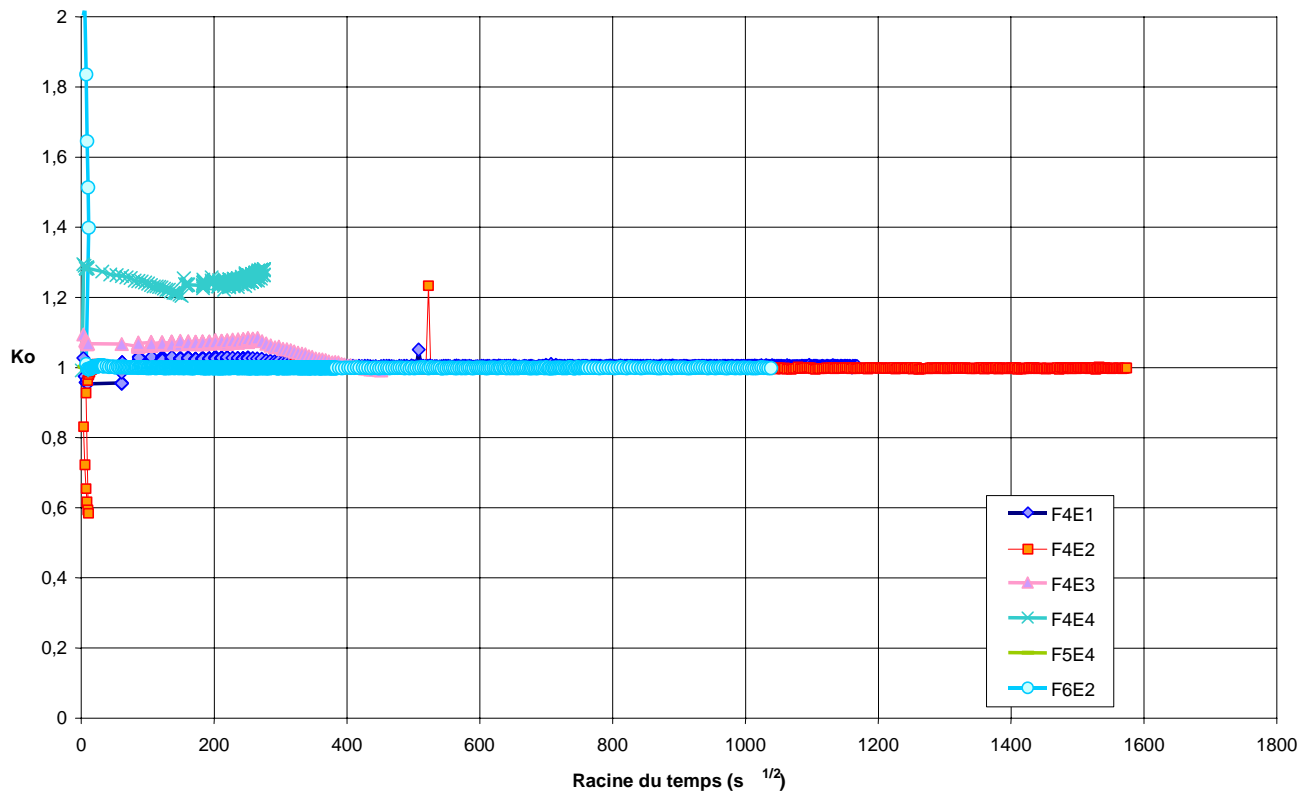


Figure 3.184 Variation de  $K_0$  en fonction de la racine carrée du temps

### Cisaillement

Les chemins de contraintes des différents essais de cisaillement sur éprouvettes cylindriques creuses sont montrés sur les deux figures suivantes. L'interprétation de ces résultats à l'aide d'une courbe enveloppe aboutit à de faibles valeurs de l'angle de frottement, ce qui est contradictoire avec les résultats obtenus au triaxial classique. En effet, ces essais doivent être analysés séparément parce qu'ils sont réalisés à différentes valeurs de  $\alpha$  et de  $b$  et alors ne sont pas dans le même plan.

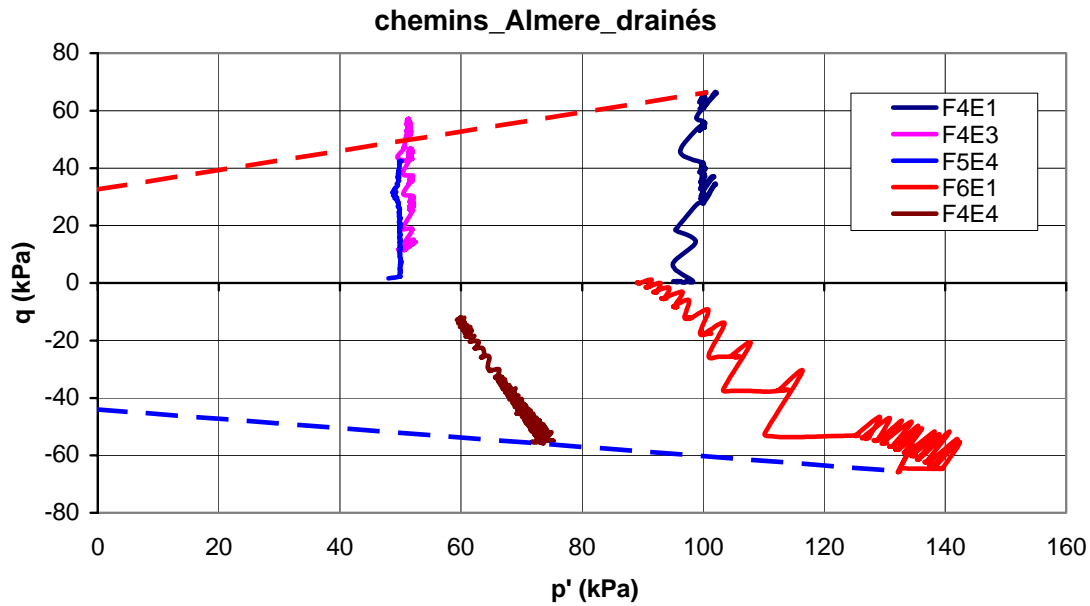


Figure 3.185 Chemins de contraintes des essais drainés dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

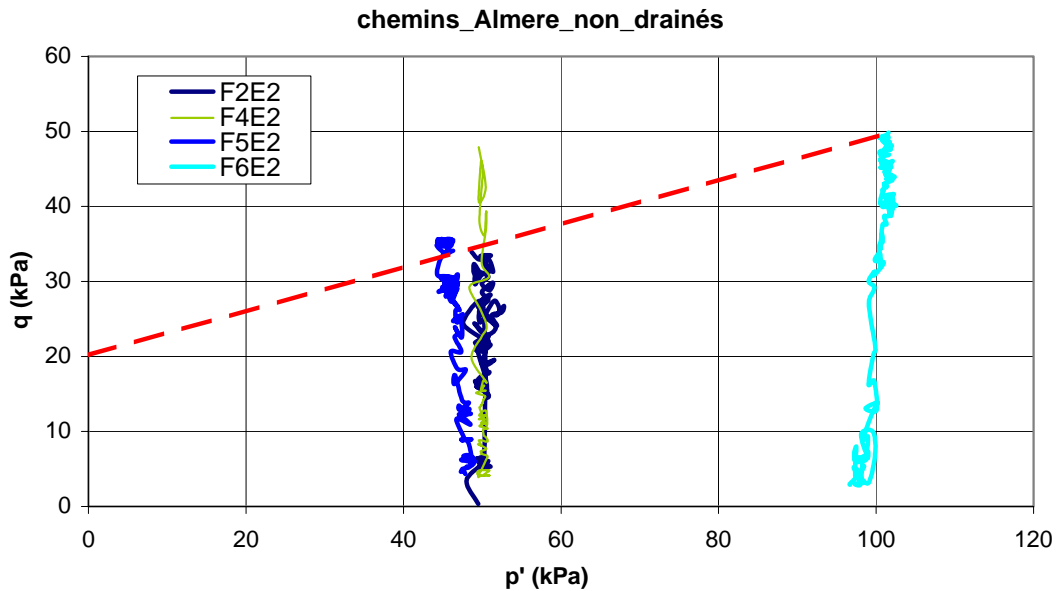


Figure 3.186 Chemins de contraintes des essais drainés dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

L'espace dans lequel nous allons analyser ces résultats est principalement l'espace ( $p'$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ). Une analyse complémentaire intégrant le paramètre  $b$  sera faite également afin de mettre en évidence l'effet de la contrainte principale intermédiaire.

Comme pour l'analyse des résultats du sol de Rouen, l'analyse de la variation de l'angle de frottement interne avec la rotation des contraintes nous permet de définir une nouvelle surface d'état limite (voir paragraphe 3.1.3).

Pour le sol d'Almere, nous résumons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 30 Valeurs de  $b$ ,  $\alpha$ ,  $M$  et  $\varphi$

Essai	$\alpha$	$b$	$p$	$q$	$M$	$\varphi$
F5E4	0	0	49	31	0,638	16,75
F4E4	90	1	74	56	0,761	19,74
F4E3	0	0,5	74	50	0,676	17,67
F4E1	0	0,5	56	28	0,508	13,54
F5E2	22,5	0,5	41	35	0,854	21,95
F6E1	90	1	119	72	0,608	16,02
F6E2	22,5	0,5	102	59	0,578	15,29
F4E2	45	0,5	51	50	0,983	24,98
F2E2	68	0,5	38	34	0,906	23,17
triaxial	0	0			1,08	27,23
triaxial	90	1			1,08	27,23

Les valeurs des angles de frottement sont obtenues comme sans tenir en compte de la cohésion du sol. Cette méthode est proposée par Ladd (1971).

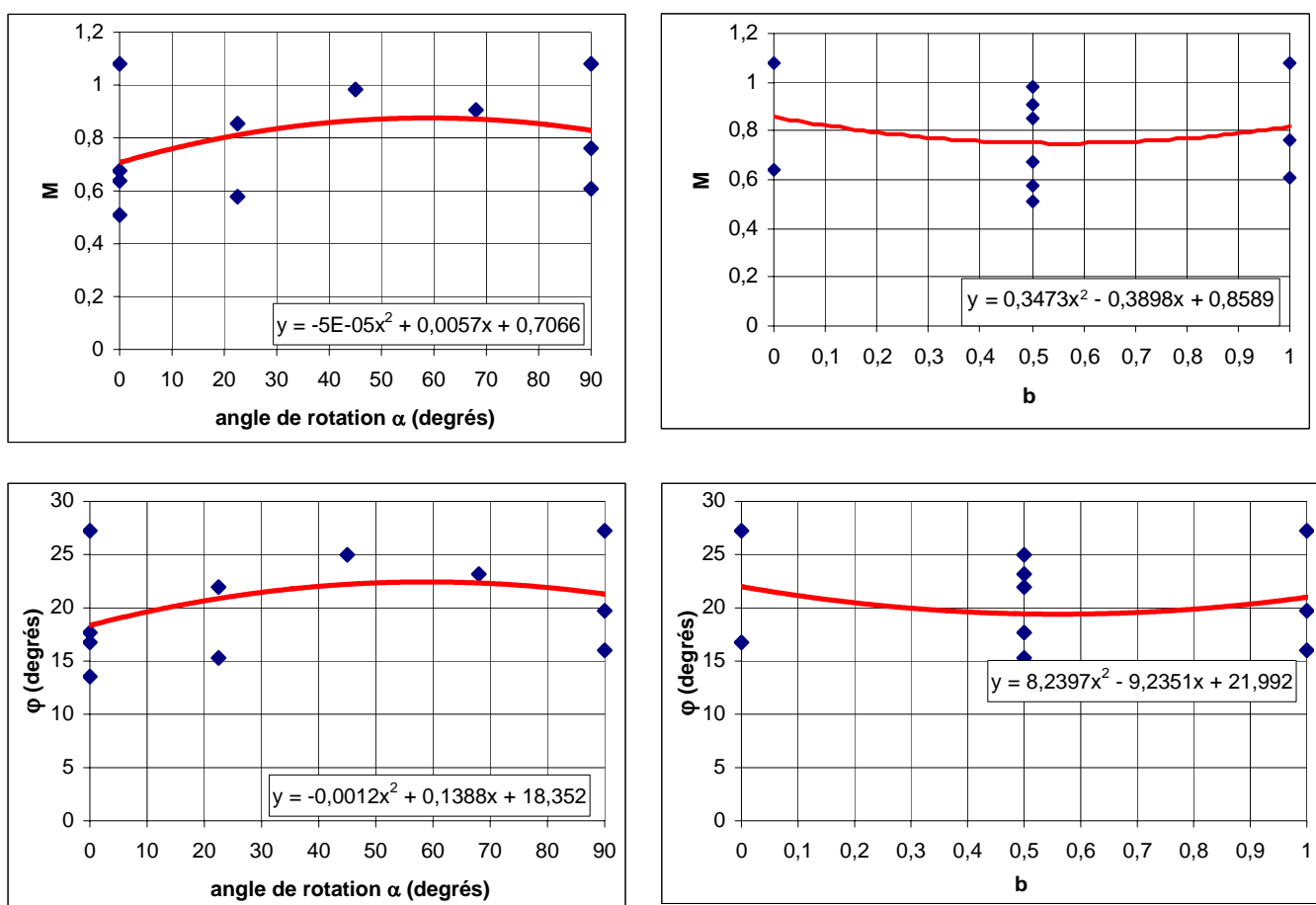


Figure 3.187 Évolution de  $M$  et de l'angle de frottement interne en fonction de la rotation des contraintes  $\alpha$  et  $b$

Nous remarquons que les résultats des essais triaxiaux en compression ainsi qu'en extension tendent à tirer les extrémités des courbes vers le haut. La valeur de  $M$  pour les deux cas est supérieure à 1. La variation de l'angle de frottement effectif en fonction de l'angle de rotation des contraintes semble similaire à celles trouvées dans la bibliographie pour les sols argileux. Nous avons trouvé :

$$M = 0,34.b^2 - 0,389.b + 0,85 \text{ et } M = -5.10^{-5}.\alpha^2 - 0,0057.\alpha + 0,71 \quad (3.21)$$

Cependant, la valeur de l'angle de frottement déduite de cette étude est largement inférieure à la valeur de 53 degrés trouvée par Geodelft. Den Haan écrit dans son rapport Geodelft que l'argile organique hollandaise possède un angle de frottement important (Haan, 2001). Mais nos essais d'identification ont montré que le sol étudié est composé principalement de quartz et de calcite, caractérisant les sols de nature granulaire.

D'autre part, nos essais triaxiaux drainés et non drainés ont été faits à une pression de confinement plus grande que la pression de préconsolidation. Les déformations des éprouvettes dans la phase de cisaillement qui suit la phase de consolidation n'étaient pas probablement suffisantes pour atteindre la courbe d'état critique. La procédure de taille et la géométrie des éprouvettes cylindriques creuses ont probablement fait disparaître l'état initial de contraintes. Le couplage de la torsion et de la compression dans certains essais a créé une tendance à la rupture précoce, notamment dans les essais où l'éprouvette se rompt en distorsion et non en déformation verticale. Les valeurs de déviateur inférieures aux valeurs d'essais triaxiaux classiques expliquent alors en partie la valeur moins importante de l'angle de frottement constaté.

Enfin, nous comparons les chemins de contraintes des différents essais dans le plan  $(p', q, \alpha)$  avec la nouvelle surface de charge obtenue à l'aide des interpolations expérimentales (figure 3.188 et 3.189). Cette surface de charge est la surface du critère Cam-Clay modifié avec une pression de préconsolidation de 50 et de 100 kPa.

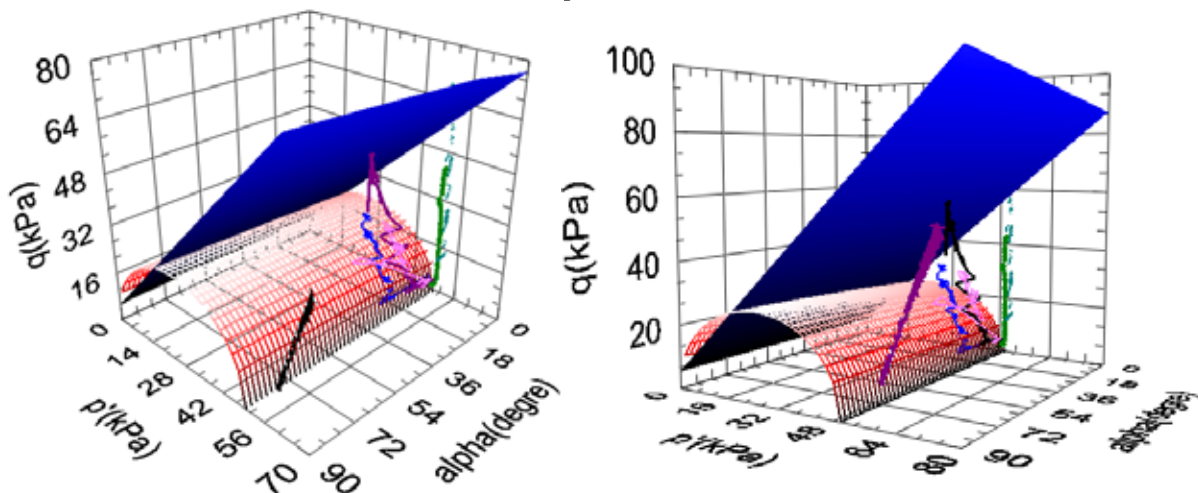


Figure 3.188 Comparaison de la surface de charge et les chemins de contraintes des essais effectués à 50 kPa de pression moyenne dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

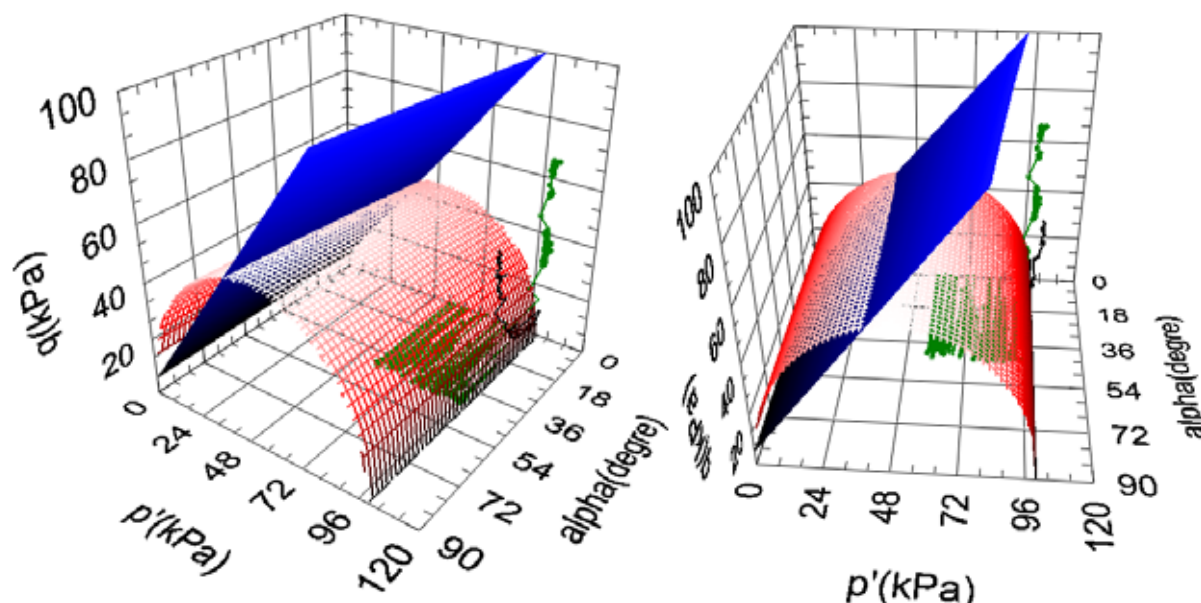


Figure 3.189 Comparaison de la surface de charge et les chemins de contraintes des essais effectués à 100 kPa de pression moyenne dans l'espace  $(p, q, \alpha)$

On note que cette surface de charge dépend de la pression de préconsolidation utilisée.

### 3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les résultats de nos essais en laboratoire sur trois types de sols naturels. Notre programme d'essais a comporté des essais d'identification, des essais œdométriques et des essais triaxiaux classiques et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses. Mais afin d'étudier l'effet de la rotation des contraintes et de la contrainte principale intermédiaire sur le comportement des sols étudiés, ce sont ces deux derniers types d'essais qui nous ont le plus intéressés. Nous avons présenté également un résumé des paramètres et des plans de représentation qui nous permettent d'analyser ces essais.

Pour les essais triaxiaux, nous constatons une dispersion de certains résultats d'essais. Elle est sans doute provoquée par l'utilisation d'un matériel constitué d'un type classique (Wickeham Farrance) et d'un autre plus moderne (Bishop-Weshley) ce qui augmente l'effet de dimensions des éprouvettes et du nombre et la qualité des mesures effectuées. Dans les essais triaxiaux de compression, les variations du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale passent pour certains par un pic alors que d'autres continuent de croître sans doute parce que le cisaillement des éprouvettes correspondantes n'a pas été mené jusqu'à leur rupture. Pour certains essais, les courbes de cisaillement présentent des pics moins prononcés et montrent que le matériau n'arrive à son état critique qu'à grandes déformations verticales, alors que sa limite élastique a pu être dépassée à faibles déformations axiales. Cependant, la pression interstitielle mesurée pour les essais non drainés continuent de croître avant de se stabiliser à la fin d'essai. Dans les essais drainés, où la vitesse de cisaillement est moins importante, les surpressions interstitielles demeurent négligeables. Ces essais nous ont permis d'avoir des conclusions sur la résistance des sols étudiés en

compression ( $b=0$ ,  $\alpha=0$ ) et en extension ( $b=1$ ,  $\alpha=90$  degrés). Nous constatons que pour les sols de Guiche, de Rouen et d'Almère l'angle de frottement à la rupture est plus grand en compression qu'en extension.

Les essais sur des cylindres creux d'argile de Guiche nous ont servi, prioritairement, pour valider les procédures d'essai et les programmes de pilotage ainsi que la capacité de notre appareillage à suivre des chemins de contraintes diversifiés. Cette argile a été conservée au LCPC pendant 10 ans et elle n'avait pas certainement les mêmes caractéristiques que celles trouvées par Khemissa pendant sa thèse lors des essais triaxiaux classiques. Les essais ont été effectués en conditions drainées et à des pressions intérieure et extérieure à l'éprouvette égales, ce qui limite l'éventail des chemins explorés. En conséquence, nous ne pouvons pas en tirer des conclusions certaines sur l'effet de la rotation des contraintes sur l'angle de frottement de l'argile de Guiche.

Pour l'argile sableuse de Rouen, on remarque que l'angle de frottement diminue avec la rotation des contraintes jusqu'à un angle de rotation de 70 degrés où il augmente légèrement. On remarque que les valeurs trouvées pour ce sol ne sont pas tout à fait en concordance avec les courbes des argiles et des sables de la bibliographie. Cette différence vient du fait que les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses ont été effectués sur du sol prélevé à une profondeur différente de celle des essais triaxiaux.

Pour le sol d'Almere, la variation de l'angle de frottement effectif en fonction de l'angle de rotation des contraintes semble similaire à celles trouvées dans la bibliographie pour les sols argileux. Cependant la relation entre le paramètre  $b$  et l'angle de frottement a une allure opposée à celle trouvée dans la bibliographie pour les argiles. En effet, nos essais triaxiaux drainés et non drainés ont été faits à une pression de confinement plus grande que la pression de préconsolidation. Les déformations des éprouvettes dans la phase de cisaillement qui suit la phase de consolidation n'étaient pas probablement suffisantes pour atteindre la courbe d'état critique.

Nous montrons sur la figure 3.190 nos résultats et quelques résultats de la bibliographie en termes d'évolution de l'angle de frottement avec l'angle de rotation des contraintes. L'étude bibliographique du premier chapitre montre que la valeur de l'angle de frottement à la rupture dépend du type d'appareillage utilisé, de la forme de l'échantillon, de la procédure d'essai, du chemin de contraintes imposé et évidemment de la qualité et la nature du sol testé.

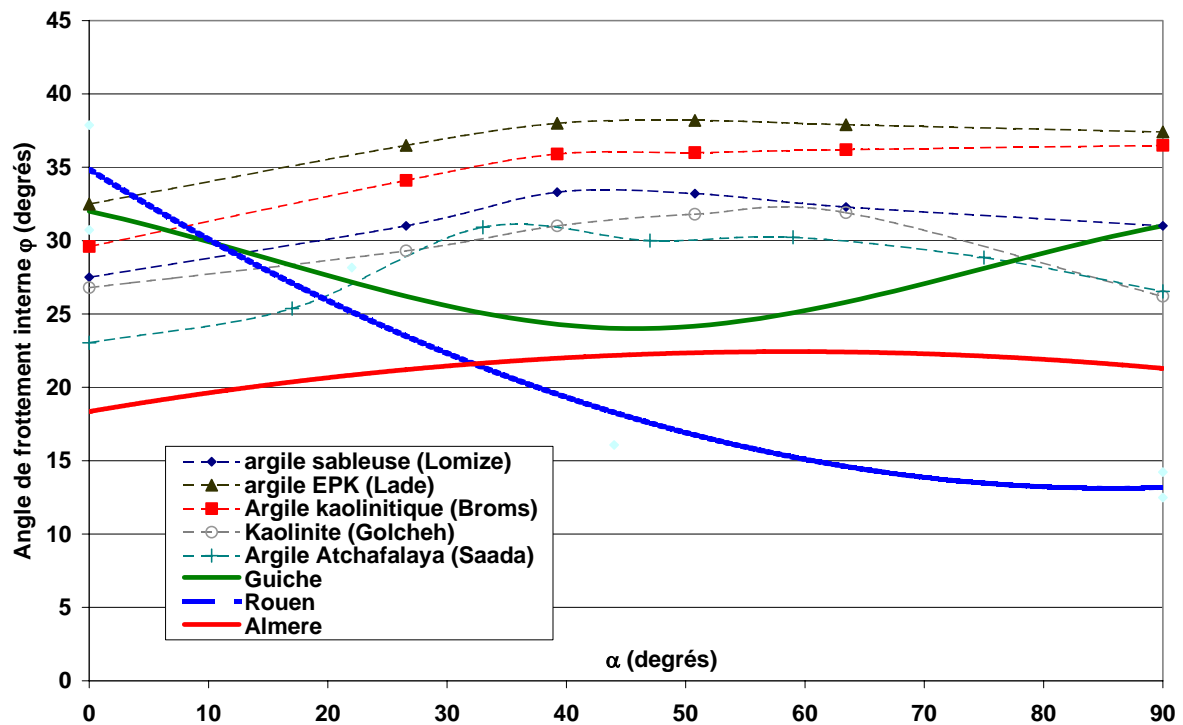


Figure 3.190 Comparaison des relations  $(\alpha, \phi)$  pour différents argiles

L'obtention d'angle de frottement relativement faibles dans les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses est due au couplage de la torsion et de la compression, ce qui crée une tendance à une rupture précoce de l'échantillon (figure 3.190). On remarque une diminution de la résistance maximale du sol avec la rotation des contraintes, qui met en évidence l'influence de la rotation des contraintes principales sur la relation contrainte-déformation.

Il faut encore signaler que l'analyse de la variation de  $K_0$  pour tous les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses nous montre que la procédure de taille et la forme géométrique de l'éprouvette fait disparaître l'état initial de contraintes et que ce phénomène est indépendant des dimensions des particules ou du contenu d'argile.

Enfin, le comportement des trois sols étudiés montre en différentes proportions une structure anisotrope. En effet, pour un échantillon anisotrope dont les particules ont un arrangement spécial suivant plusieurs directions le couple de torsion a logiquement un effet sur la réponse du matériau. Un matériau anisotrope se comporte en fonction de l'orientation des axes principaux de contrainte par rapport à l'axe d'orthotropie mais lorsque l'échantillon est isotrope, la réponse quelle que soit la direction des contraintes principales doit rester identique.



## **Chapitre 4**

### **Modélisation de la rotation des contraintes**

## Chapitre 4. Modélisation de la rotation des contraintes

### 4.1 Généralités

Notre travail de thèse s'est principalement axé sur le développement de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses et de son pilotage ainsi que sur la réalisation des essais dans le cadre d'un programme expérimental. Cependant, il est important qu'il soit complété par une étude numérique simple qui peut étendre notre réflexion et nos points de vue sur d'autres horizons. Il s'agit d'une approche prospective destinée à comprendre l'influence que pourrait avoir en pratique la rotation des contraintes dans les sols à proximité des ouvrages.

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul en éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

D'abord, nous allons modéliser quelques essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses afin de valider les lois de comportement suivant des chemins de contraintes compliqués et les paramètres mécaniques du sol d'Almère déjà étudié dans le chapitre précédent. En fait, la validation est une procédure nécessaire dans l'élaboration d'une loi de comportement. Elle permet en comparant les résultats expérimentaux aux prévisions du modèle numérique d'améliorer ou de confirmer les hypothèses et la formulation de base de la loi.

Cette démarche de modélisation d'essais de laboratoire a été déjà entreprise par différents chercheurs. Nous l'avons déjà évoquée dans la bibliographie. On peut rappeler à titre d'exemple les travaux de Hight et Symes (1983) qui ont essayé de modéliser l'essai de torsion afin d'étudier les non uniformités au sein de l'échantillon. Les derniers développements notables sont présentés dans les travaux de Doanh, Di Benedetto, Golcheh et Kharchafi à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) sur les sols sableux (Kharchafi, 1988 ; Doanh *et al.*, 1989 ; Geoffroy *et al.*, 2002, Sauzéat *et al.*, 2003). Ces auteurs ont essayé de modéliser des essais au triaxial classique, au triaxial vrai et au triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Pour ce faire, ils ont utilisé deux modèles rhéologiques : un modèle de type incrémental développé au laboratoire Géo-matériaux de l'ENTPE et un modèle de type élastoplastique à deux surfaces de charge dû à Lade. Pour les essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses, ils ont étudié des essais de torsion pure et des essais de torsion à pression moyenne constante. Les auteurs constatent que les modèles testés ont simulé de manière correcte le comportement du sable étudié suivant des chemins avec ou sans rotation des contraintes principales.

Afin d'ancrer notre démarche dans la pratique de l'ingénieur, nous allons également simuler le comportement de trois cas types d'ouvrages de génie civil susceptibles de présenter des rotations de contraintes importantes :

- une fondation superficielle de la station d'essai de Jossigny. Il s'agit d'un ouvrage où l'augmentation de la charge provoque un cisaillement du sol sous-jacent et des rotations importantes des contraintes principales dues à une contrainte de contact élevée.
- un remblai expérimental de Cubzac-les-Ponts où le sol sous le remblai se consolide sous différentes inclinaisons de la contrainte principale majeure en fonction du temps,
- un mur de soutènement instrumenté à Rouen où nous étudierons en particulier les phases d'excavation qui provoquent le plus de rotations de contraintes,

L'avantage de cette approche graduelle (modélisation de l'essai et de l'ouvrage) permet aussi de valider les lois de comportement en comparant les résultats aux réponses des ouvrages qui sont parfois instrumentés.

Pour ces simulations, nous allons utiliser le code de calcul CESAR-LCPC sans modifications et nous allons comparer les chemins de contraintes suivis avec les surfaces de charge prenant en compte la variation de l'angle de frottement en fonction de la rotation des contraintes principales. Le but final est de voir l'aptitude de ces outils numériques à prendre en compte le phénomène de réorientation des directions principales des contraintes.

Mais avant d'aborder ces modélisations numériques en détails, nous allons présenter le code de calcul en éléments finis CESAR-LCPC dont le développement a débuté en 1981 pour succéder au système ROSALIE développé de 1968 à 1983. Le code de calcul CESAR est un progiciel de calcul par la méthode des éléments finis, développé et diffusé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ayant une architecture modulaire, adapté à la résolution des problèmes de Génie Civil (Calcul de structures, mécanique des sols et des roches, thermique, hydrogéologie, etc...).

Réaliser une modélisation avec CESAR se traduit en général par l'enchaînement des étapes suivantes :

- a) utilisation du pré-processeur Max (2D ou 3D selon le cas), pour la génération des données de CESAR (maillage en 2D et 3D et jeu de données).
- b) Lancement du code de calcul par éléments finis CESAR pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- c) Utilisation du post-processeur PEGGY pour l'interprétation des résultats sur écran graphique et la réalisation des sorties graphiques sur traceur en 2D et 3D.

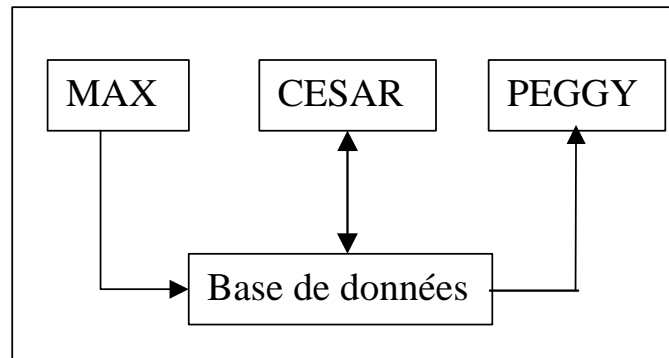


Figure 4.1 Structure de CESAR-LCPC

Le programme de calcul CESAR comporte plusieurs modules d'exécution correspondant à la méthode de résolution des problèmes mécaniques ou hydromécaniques. On peut notamment citer le module LINE (LINEaire) qui permet de résoudre les problèmes d'élasticité linéaire ou de diffusion en régime permanent, le module MCNL (Mécanique Comportement Non Linéaire) qui permet de résoudre les problèmes de comportement en mécanique non linéaire (élastoplasticité avec écrouissage, élasticité non linéaire) pour les géomatériaux et le module CSNL (Consolidation des Sols Non Linéaire) conçu pour la résolution des problèmes de consolidation en conditions uni-, bi- et tridimensionnelles.

Dans la première partie de ce chapitre nous allons donc détailler la modélisation des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses. Dans la deuxième partie, nous aborderons la modélisation de quelques ouvrages urbains afin d'étudier la rotation des contraintes dans leur voisinage et de tirer des conclusions sur leur sécurité.

## 4.2 Modélisation numérique de l'essai triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses

Le but de cette étude est de modéliser l'essai de torsion sur éprouvettes cylindriques creuses à l'aide du logiciel CESAR-LCPC. Nous comparons ensuite les résultats obtenus à ceux des essais réalisés en laboratoire. Les résultats nous permettront de caler le modèle utilisé par rapport au modèle réel et de valider le paramétrage des caractéristiques du sol.

Ce travail consiste à utiliser tout d'abord un modèle rhéologique simple : élastique linéaire isotrope pour valider la géométrie, les conditions aux limites et le chargement de notre modèle. Ensuite nous introduisons la plasticité en utilisant les critères de Mohr Coulomb et de Cam Clay modifié du module MCNL. Ce module permet de faire des calculs en petites déformations dans le cadre de l'élastoplasticité, ce qui va nous permettre d'étudier le comportement d'une éprouvette cylindrique creuse dans les premiers pour-cents de déformation. Trois essais de compression pure, d'extension pure et de couplage compression-torsion sur l'argile Oostvaardersplassen du site d'Almere sont modélisés. Notre choix de comparer les résultats du modèle numérique avec les essais sur le sol d'Almere est lié aux chemins de contraintes disponibles.

#### 4.2.1 Modèle utilisé

La géométrie du modèle numérique est similaire à celle de l'éprouvette utilisée dans l'essai de cisaillement. Nous avons pris un diamètre extérieur  $D_e = 100$  mm, un diamètre intérieur  $D_i = 70$  mm. La hauteur de l'éprouvette  $h$  est de 150 mm (figure 4.2).

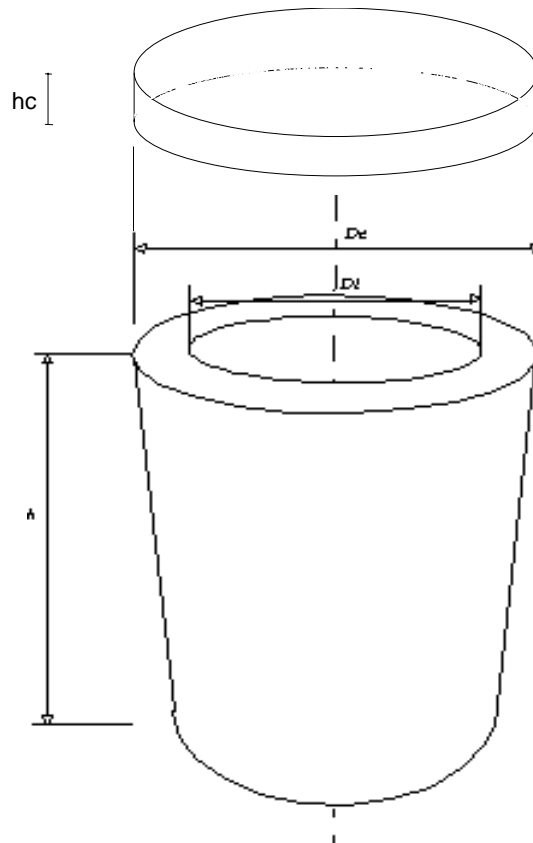


Figure 4.2 Géométrie de l'éprouvette et de la plaque à sa partie supérieure

Dans la partie haute de l'éprouvette, un couvercle formé d'une plaque d'épaisseur  $h_c=1$ cm et de diamètre 10 cm est ajouté à l'éprouvette pour assurer, d'une part l'application d'un couple, et d'autre part respecter la mise en place réelle de l'éprouvette dans la cellule (figure 4.2).

Pour faire le maillage dans le plan, nous avons utilisé des éléments quadratiques à 8 nœuds par élément. Chaque nœud peut avoir 2 degrés de liberté (2 déplacements suivant  $x$  et  $y$  respectivement). La modélisation se réalise en deux étapes : dans un premier temps, nous avons fait une coupe dans un plan  $XY$  (figure 4.3), puis dans un deuxième temps nous avons réalisé le maillage tridimensionnel par rotation autour de l'axe  $Z$  (figure 4.4).

Pour achever ce maillage dans le plan  $XY$ , nous réalisons dans ce dernier, quatre groupes d'éléments, dont deux groupes qui forment l'éprouvette et deux autres pour le couvercle qui forment la plaque, représentant l'embase supérieure.

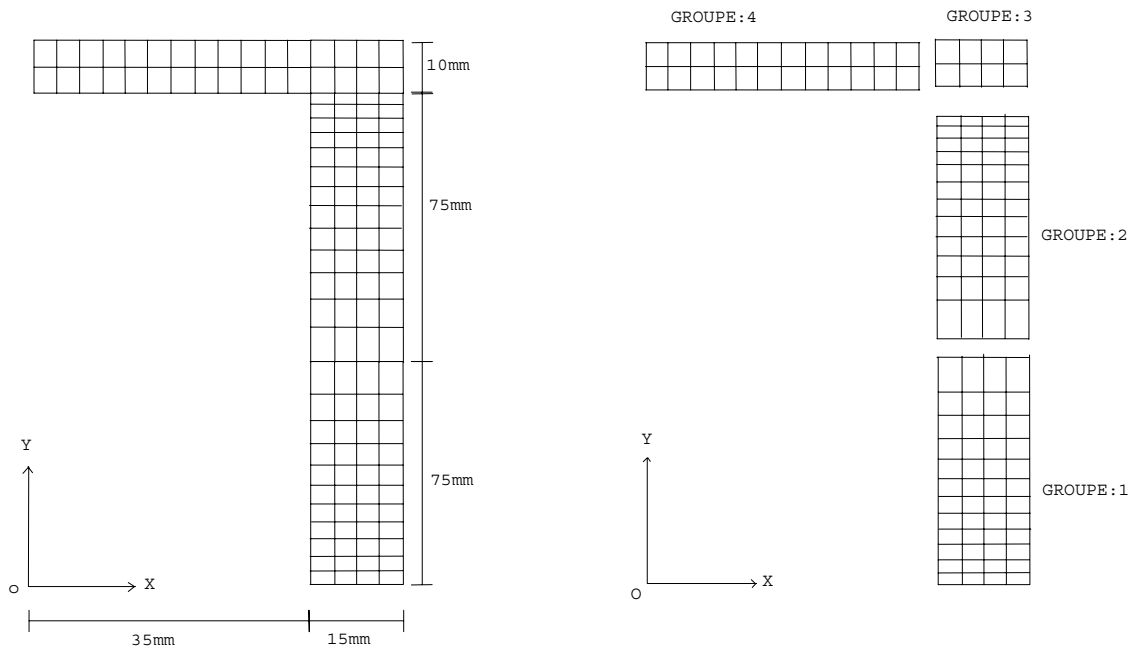


Figure 4.3 Géométrie de l'éprouvette et de la plaque

Pour créer le modèle en 3D en utilisant le module MAX 3D du logiciel CESAR-LCPC, l'axe des Y est permuté avec l'axe des Z puis une révolution est réalisée autour de l'axe Z. Le maillage est formé de 6912 éléments et 8931 nœuds.

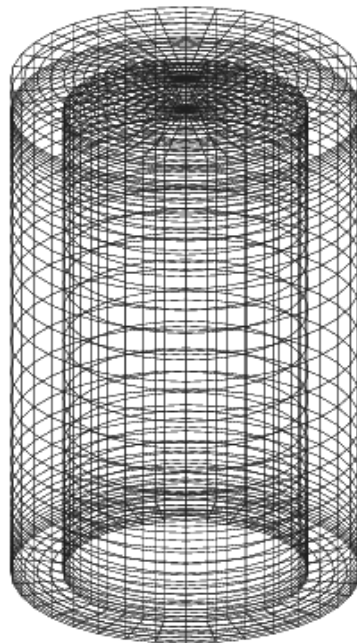


Figure 4.4 Modèle en 3D

#### 4.2.2 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites imposées à l'éprouvette sont les suivantes :

- 1) le bas de l'échantillon est bloqué dans toutes les directions, rotation et translation par rapport aux axes principaux (X,Y,Z) ;

- 2) le nœud central de la partie haute de l'échantillon est bloqué pour qu'il ne se déplace pas dans le plan XY. Par contre, tous les autres nœuds possèdent six degrés de liberté.

Avec les conditions aux limites appliquées, la plaque et l'éprouvette sont considérées comme un seul élément. Cela signifie que la plaque est collée sur l'éprouvette tandis que, dans la réalité, la plaque n'est pas parfaitement liée à l'éprouvette. Toutefois, en l'absence de connaissance et de mesure des déplacements relatifs exacts, c'est la modélisation la plus réaliste. En effet, pour obtenir des résultats proches de la réalité, il faudrait créer des conditions aux limites à l'interface éprouvette-plaque qui permettent à cette dernière de glisser partiellement sur l'éprouvette.

### 4.2.3 Chargement

Pour simuler un essai nous devons appliquer une contrainte verticale, une pression de confinement et une contrainte de cisaillement. Nous allons appliquer la contrainte verticale  $\sigma_z$  à la partie haute de la plaque. La pression de confinement est une charge surfacique appliquée sur les faces intérieure et extérieure de l'éprouvette et sur les faces intérieure et extérieure de la plaque (figure 4.5).

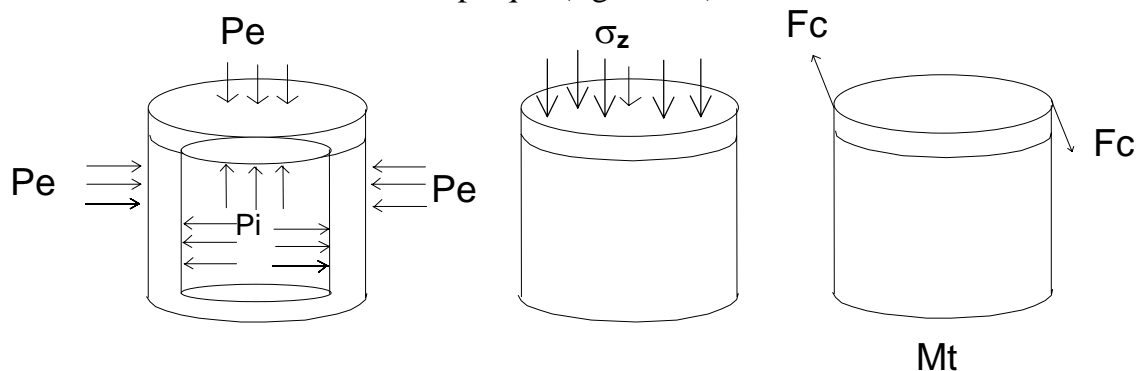


Figure 4.5 Cas de charge

Lors du calcul, le logiciel CESAR-LCPC va distribuer ces charges surfaciques sur les nœuds pour avoir des charges nodales. Pour appliquer une torsion, nous n'avons pas le droit dans le cas d'un maillage à éléments massifs, d'appliquer un couple sur un nœud. Aussi, allons-nous créer un couple de forces sur la face extérieure et dans la partie haute de l'échantillon afin que les 2 forces se trouvent sur le diamètre de la plaque. Ces forces sont appliquées tangentiellement à l'échantillon dans la direction de l'axe XY et sont de sens opposé. Ce couple de force permet en outre, de soumettre l'éprouvette à une torsion. Ceci a pour effet de superposer aux contraintes habituelles axiale et radiale, une contrainte de cisaillement.

La force  $F_c$  appliquée aux deux extrémités de la plaque est obtenue par la relation suivante :

$M_t = F_c \cdot D$ , où  $M_t$  est le moment de couple.

Dans le cadre de ce travail, nous allons comparer les résultats donnés par le logiciel CESAR-LCPC aux résultats des expériences faites sur l'argile d'Almere à l'aide de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses.

#### 4.2.4 Détermination des paramètres

La détermination des paramètres des lois de comportement des modèles numériques est une étape importante du travail de modélisation. Ces paramètres sont en général déduits des études expérimentales effectuées sur le sol en question. Nous présentons ci-après les paramètres que nous allons utiliser pour la loi élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb et la loi de Cam Clay modifiée.

##### loi élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb

Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb, définie dans le chapitre précédent, peuvent être tirés des essais triaxiaux sur le sol d'Almère.

-  $E$  et  $\nu$  sont des paramètres du comportement élastique. Nous avons choisi, pour le calcul, un module de Young correspondant à une valeur de 2% de déformation. D'après la figure 4.6 ci-dessous ce module  $E$  vaut 1000 kPa. Ce choix est basé sur plusieurs études numériques où on a constaté que le comportement du sol est le mieux décrit pour des valeurs de module sécant correspondant à la plage de déformation verticale de 1 à 2%.

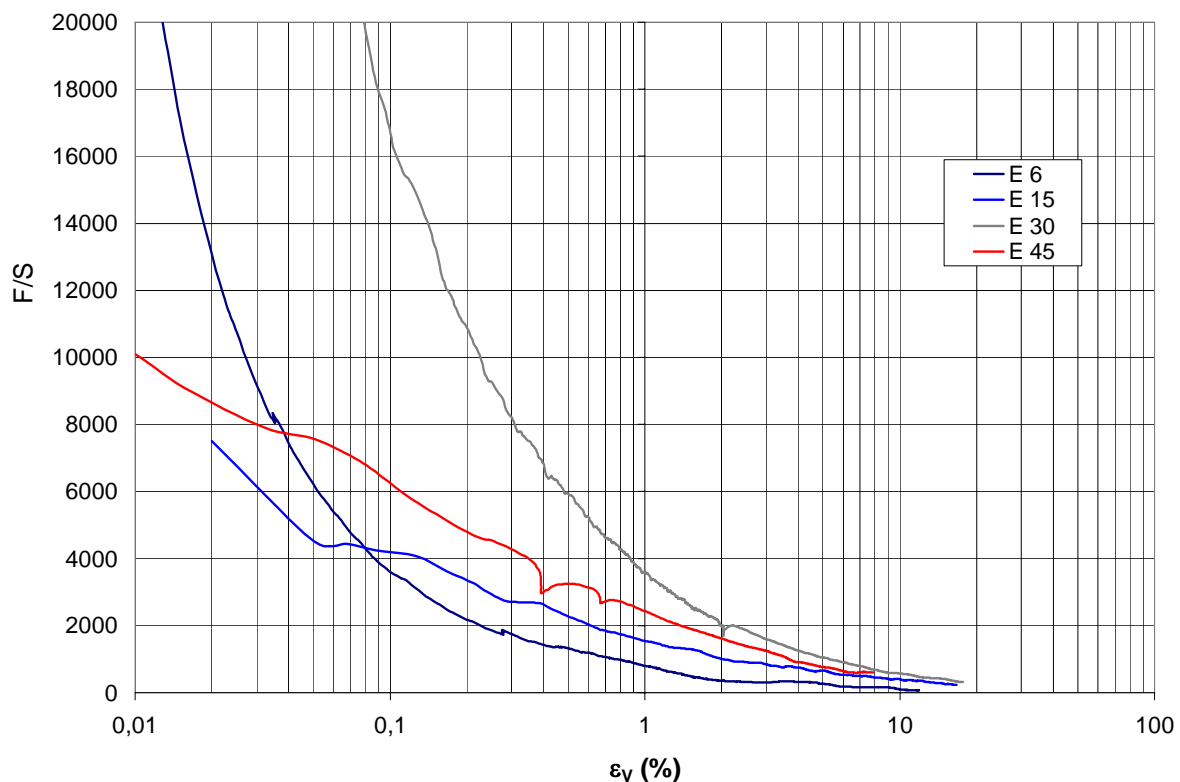


Figure 4.6 Évolution du module sécant en fonction de la déformation verticale pour le sol d'Almère

La cohésion du sol est tirée des cercles de Mohr drainés de la figure 3.133 ; elle vaut 12 kPa.

Cependant, l'angle de frottement  $\phi$ , déduit des essais drainés, étant considéré sous-estimé par rapport à sa valeur réelle, nous utilisons la valeur constatée des chemins de contraintes des essais non drainés dans le plan  $(p', q)$ . Nous trouvons une valeur de  $\phi = 32$  degrés.



La valeur du coefficient de Poisson est prise égale à 0,33. Cette hypothèse utilisée dans beaucoup de travaux de modélisation est censée correspondre à notre cas.

Les paramètres demandés par CESAR pour la loi de comportement Mohr-Coulomb sont groupés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau 31 Paramètres demandés par CESAR pour la loi avec critère de Mohr Coulomb*

$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	C (kPa)	$\phi$ (degrés)	$\psi$ (degrés)
12,52	1000	0,33	12	32	32

#### loi de CAM-CLAY modifiée

Les paramètres de la loi Cam-Clay modifiée peuvent être déterminés à partir de résultats d'essais triaxiaux et œdométriques classiques. Les paramètres de rupture ont déjà été déterminés pour le critère de Mohr Coulomb.

- Le paramètre K représente la pente des courbes déchargement-rechargement dans un essai triaxial de compression isotrope. Il est déterminé dans un diagramme (e, LnP) et peut être relié au coefficient  $C_s$  déduit d'un essai œdométrique ( $K=C_s/\ln 10$ ).

- Le paramètre  $\lambda$  représente la pente de la courbe de consolidation vierge dans un essai de compression isotrope. Il est déterminé dans un diagramme (e, LnP) et peut être relié au coefficient  $C_c$  déduit d'un essai œdométrique classique ( $\lambda=C_c/\ln 10$ ).

Les valeurs de  $C_c$  et  $C_s$  sont déduites des courbes œdométriques du sol d'Almère détaillées dans le tableau 23 du paragraphe 3.4.4 (page 218).

- Le paramètre M représente la pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q). Il est déterminé à partir de résultats d'essais triaxiaux de compression. Le paramètre M peut être tiré du tableau 31 ci-dessus.

- Le paramètre  $e_\lambda$  représente l'indice des vides de référence. Il est tiré du tableau 23 (page 218) détaillant les caractéristiques des essais œdométriques.

- Le paramètre  $P_0$  est la pression de préconsolidation. On prend en général la pression de préconsolidation égale au poids du sol pour éviter d'avoir des zones surconsolidées.

Pour les éprouvettes d'Almère modélisées avec le modèle Cam Clay modifié, les valeurs des paramètres demandés par CESAR sont groupés dans le tableau suivant :

*Tableau 32 Paramètres de la loi de Cam Clay modifiée*

$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$\lambda$	K	M	$e_\lambda$	$P_0$ (kPa)
12,52	1000	0,33	0,84	0,039	1,28	3,59	30

## **4.2.5 Modélisation numérique**

### modélisation de la Compression pure : essai F5E4

Les sollicitations appliquées à l'éprouvette sont montrées sur la figure 4.7. Elles sont tirées des fichiers de mesures effectuées pendant l'essai. Cet essai a été effectué à des

pressions intérieure et extérieure égales. Dans le cas de l'essai F5E4, nous avons 150 points de mesures environ.

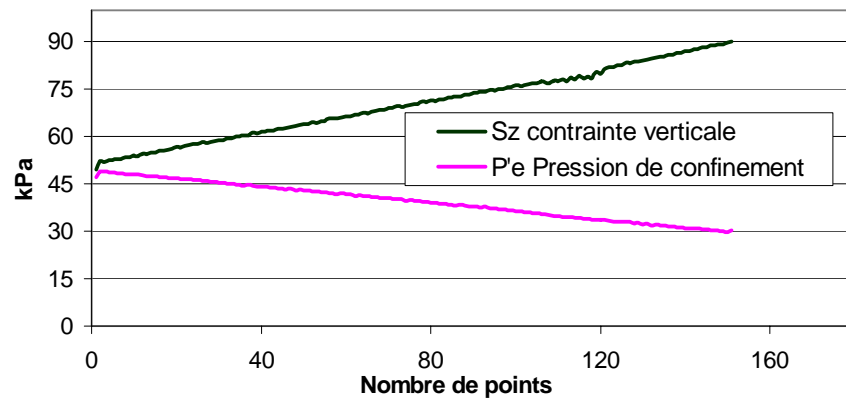


Figure 4.7 Évolution de la contrainte verticale et de la pression de confinement au cours de l'essai F5E4

Pendant l'essai, nous remarquons une augmentation de la contrainte verticale accompagnée d'une diminution de la pression de confinement effective. Pour l'essai de compression pure nous modélisons l'éprouvette en 2D axisymétrique et en 3D. Les résultats des deux calculs sont quasiment confondus, nous ne présentons alors que les résultats du calcul tridimensionnel.

La figure 4.8 montre les déformées de l'éprouvette réelle et des maillages de calcul. On remarque que la déformation du maillage est symétrique de part et d'autre du plan de symétrie horizontal.

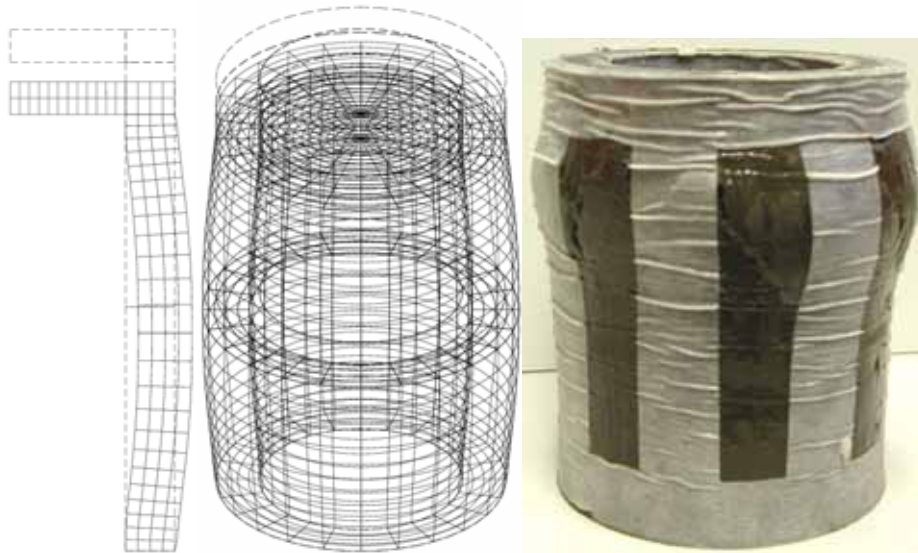


Figure 4.8 Éprouvette et maillage déformés (2D axisymétrique et 3D) de l'essai F5E4

Sur la courbe expérimentale de la figure 4.9, on remarque qu'au début de l'essai un saut de 4 % de la déformation verticale existe pour un faible déviateur. Nous traçons alors en pointillé, la même courbe expérimentale mais en supprimant cet écart dû à la mise en contact du piston.

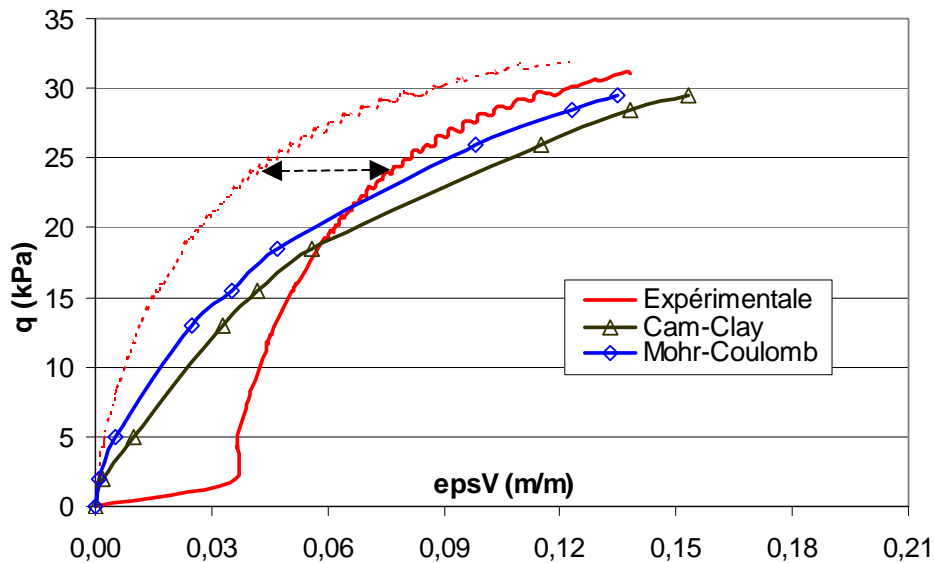


Figure 4.9 Comparaison des résultats du calcul CESAR-LCPC et les résultats expérimentaux en termes de l'évolution de la déformation verticale en fonction du déviateur

Les résultats numériques des deux modèles semblent être proches de ceux de l'expérience. Les calculs de CESAR-LCPC donnent plus de déformations verticales que les résultats d'essai. L'écart entre les deux modèles est de l'ordre de 2%. Cette différence est due au fait que le modèle Cam-Clay prend en considération la variation du volume de l'éprouvette provoquée par la diminution de l'indice des vides.

#### modélisation de l'extension pure essai : F4E4

Pour cet essai, effectué à des pressions de confinement intérieure et extérieure égales, nous appliquons à l'éprouvette et de la même façon que pour l'essai précédent les sollicitations mesurées pendant l'expérience. Nous avons 430 points de mesure (figure 4.10). Au contraire du chemin de l'essai de compression F5E4, nous constatons une augmentation de la pression de confinement accompagnée d'une diminution de la contrainte verticale.

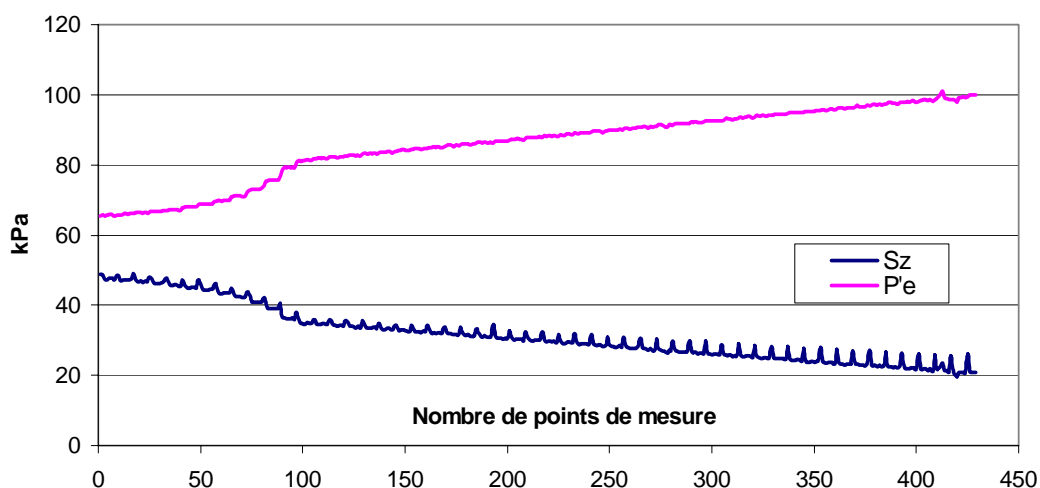


Figure 4.10 Évolution de la contrainte verticale et de la pression de confinement au cours de l'essai F4E4

Nous trouvons également, pour cette modélisation, des réponses proches des résultats de l'essai. Le modèle Cam-Clay donne plus de déformation verticale que le modèle de Mohr Coulomb pour la même valeur de déviateur (figure 4.11).

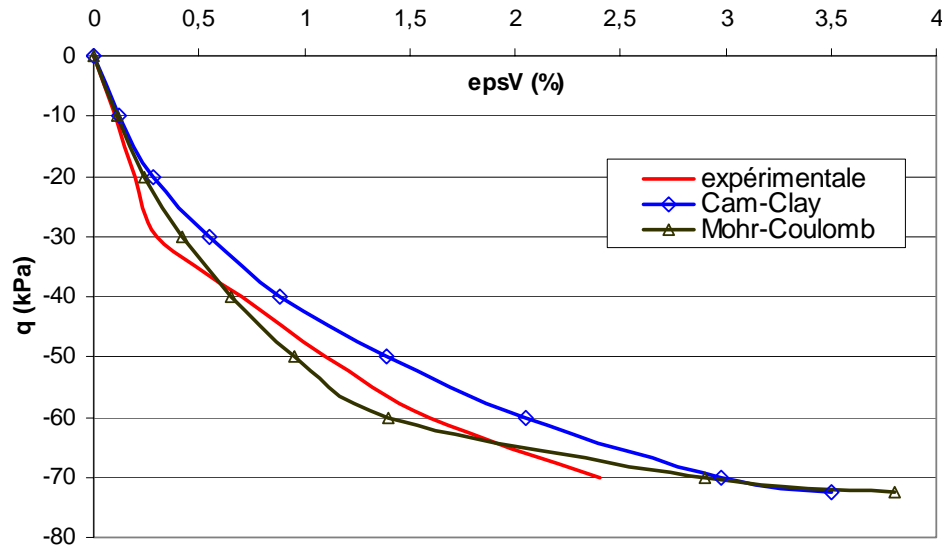


Figure 4.11 Comparaison des résultats du calcul CESAR-LCPC et des résultats expérimentaux

On remarque sur la figure 4.12 comme pour l'essai de compression que la déformation du maillage est symétrique de part et d'autre du plan de symétrie horizontal.

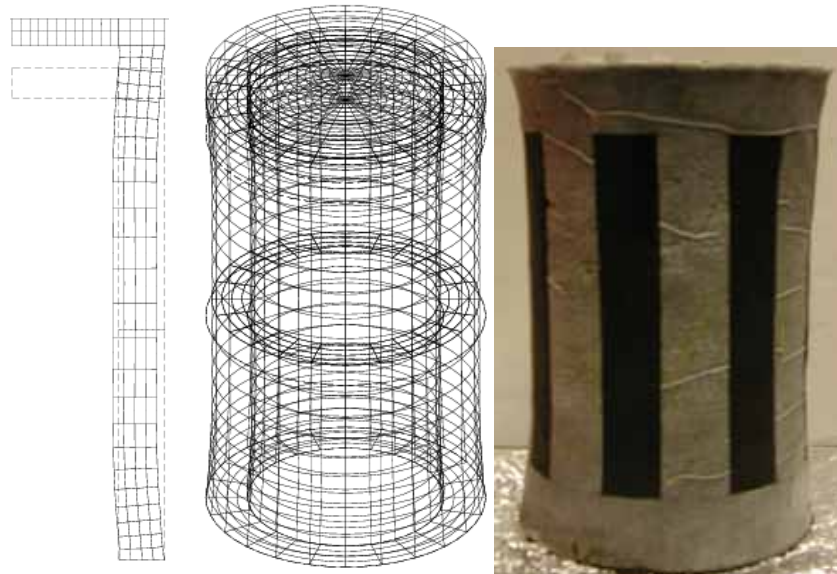


Figure 4.12 Maillages 2D axisymétrique et 3D, déformée de l'essai F4E4

#### Modélisation de l'essai de compression-torsion : F4E2

Cet essai combine la compression à la torsion. Les pressions intérieure et extérieure à l'éprouvette sont différentes et on applique une contrainte verticale et un couple de torsion. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont détaillés sur les figures 4.13 et 4.14. Leurs valeurs sont tirées de 115 mesures au cours de la phase de cisaillement de l'essai F4E2.

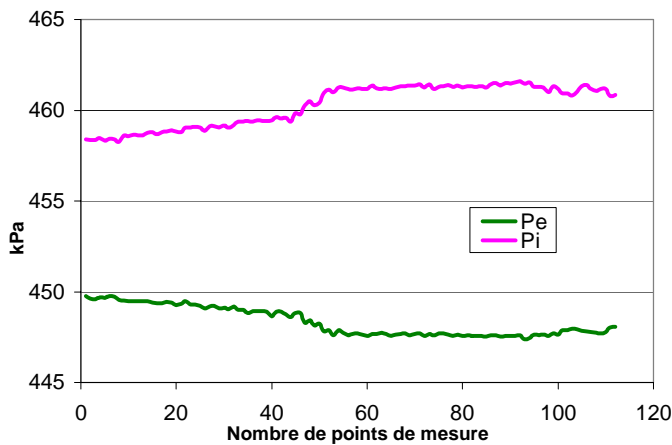


Figure 4.13 Évolution des pressions intérieure et extérieure au cours de l'essai F4E2

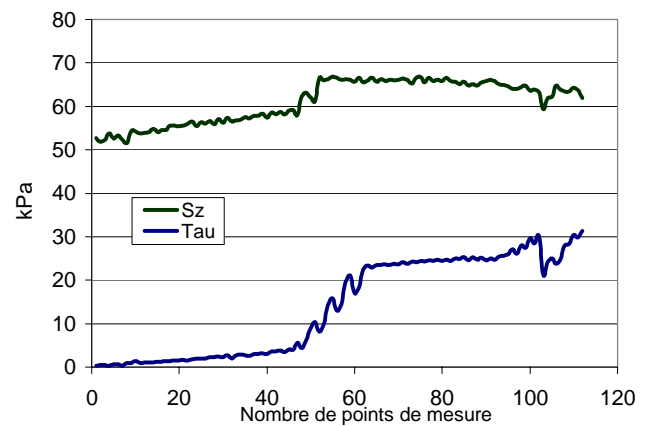


Figure 4.14 Évolution du couple et de la contrainte verticale au cours de l'essai F4E2

Nous faisons uniquement une simulation tridimensionnelle de cet essai. En fait, l'application d'un couple de torsion n'est pas possible dans le plan parce que les forces opposées à la tête de l'éprouvette sont appliquées dans l'espace 3D. En modélisation numérique, nous obtenons la rupture de l'éprouvette à 8% de déformation verticale et ceci pour un déviateur de 62 kPa (figure 4.15).

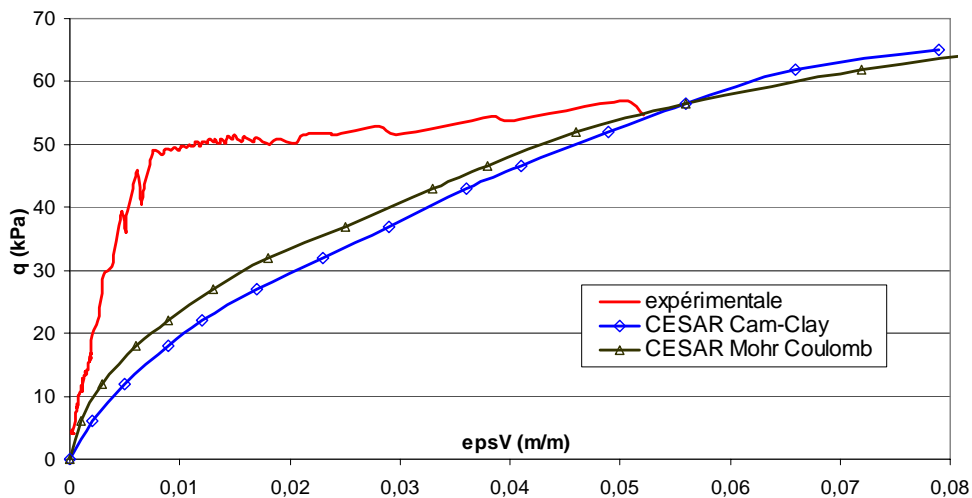


Figure 4.15 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la relation déformation verticale-déviateur

Cette valeur de déformation à la rupture est beaucoup plus importante que la valeur de 1% constatée expérimentalement. Ceci est dû à la forte anisotropie du sol et son effet lors de l'application simultanée d'une torsion et d'une contrainte verticale de compression.

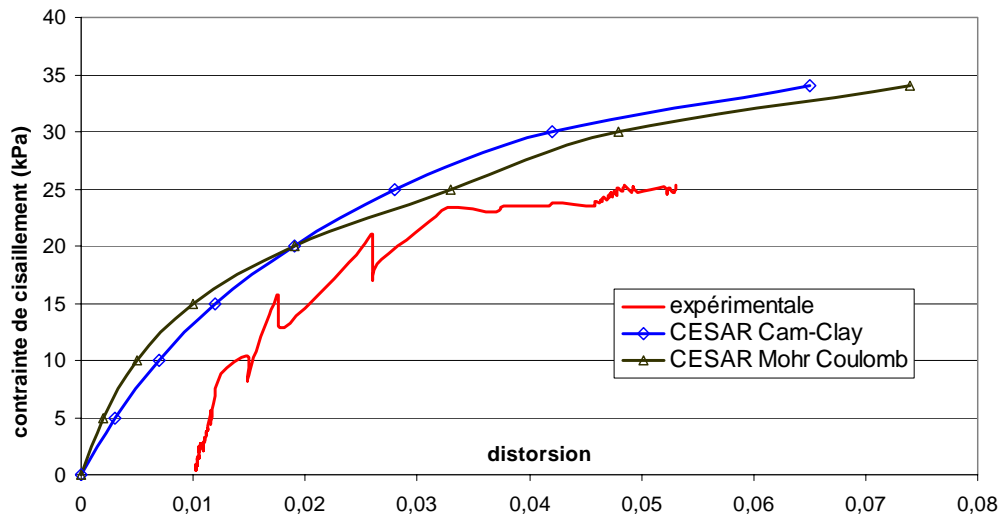


Figure 4.16 Comparaison des résultats numériques et expérimentales de la relation distorsion - contrainte de cisailment

En torsion, on remarque que les résultats sont plus cohérents. Pour la simulation en éléments finis, on voit qu'on a des valeurs de distorsion inférieures à celles des résultats expérimentaux (figure 4.16).

Finalement nous montrons les déformés de l'échantillon réel et du modèle numérique (figure 4.17). Pour les deux cas, on peut voir l'effet du cisaillement par torsion à la tête de l'éprouvette. Bien évidemment, nous ne constatons pas de plans de cisaillement ou de fissures localisées comme dans le cas réel, le sol dans le modèle numérique étant homogène.

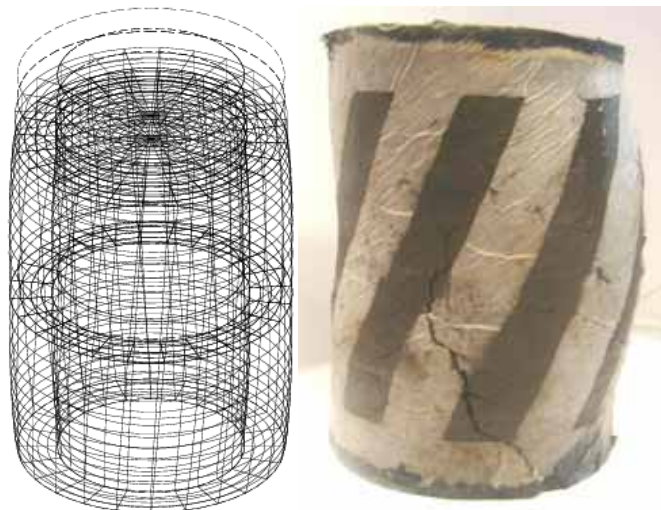


Figure 4.17 Éprouvette et maillage déformés de l'essai F4E2

#### 4.2.6 Conclusion

Cette simulation numérique de trois essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses du sol d'Almère montre que les modèles Cam-Clay modifié et Mohr Coulomb intégrés dans le code de calcul CESAR-LCPC donnent des résultats cohérents avec la

réalité. Notre choix de paramètres semble alors être adéquat. L'écart entre les résultats numériques et expérimentaux n'est pas très important pour la plupart des cas. En effet, nous avons constaté qu'il est important en termes de déformation verticale pour l'essai de compression et torsion. Ceci est dû probablement au fait que le sol dans la modélisation numérique avec la loi Cam-Clay modifié ou de Mohr-Coulomb est isotrope et homogène, contrairement au matériau réel. Cette étude simple mériterait d'être complétée par une simulation numérique d'autres essais avec des chemins de contraintes différents. Cette partie a confirmé la pertinence de notre méthodologie de choix de paramètres ; méthodologie que nous allons transposer aux modélisations d'ouvrages types présentés dans les parties suivantes du chapitre.

### **4.3 Étude du comportement des sols autour d'une fondation superficielle**

Nous allons utiliser comme premier ouvrage de référence, une fondation superficielle. Il s'agit d'un ouvrage où l'augmentation de la charge provoque un cisaillement du sol sous-jacent. Nous nous baserons dans cette étude sur des essais de chargement instrumentés. En effet, l'étude des fondations superficielles se fait classiquement (Deguillaume, 1948 ; CFMS, 1956) à l'aide de dispositifs de chargement constitués dans la majorité des configurations par :

- une poutre de réaction,
- un système de chargement,
- une semelle préfabriquée de la forme voulue,
- d'un système de mesure des efforts et des déplacements en surface.

La zone d'essai sur laquelle peut se déplacer la poutre de réaction est de forme rectangulaire ou circulaire. Des études avec ce type de matériel ont été menées par exemple, aux États-Unis dans les années 50, en Allemagne dans les années 60 (Foster *et al.* 1951 ; Muhs *et al.*, 1969). Ces études de fondations superficielles relevées dans la bibliographie, ne sont pas spécifiques, elles reposent souvent sur l'analyse inverse d'ouvrages qui ne sont pas équipés de capteurs spécifiques comme des capteurs d'efforts tangentiels ou des capteurs placés sur des facettes particulières. Les mesures effectuées se limitent généralement aux efforts appliqués globalement ou ponctuellement sous la zone de chargement ainsi qu'aux déplacements en surface ou en profondeur sous et autour de la zone de chargement.

#### ***4.3.1 Étude du comportement des sols autour d'une fondation superficielle à l'aide d'essais grandeur réelle***

Un exemple de station d'essai est la station d'essai représentée sur la figure 4.18, elle a été utilisée en France par le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées pour réaliser près de 120 essais sur différents sites durant les années 1980. Ces travaux ont fait l'objet de nombreuses publications (Amar *et al.*, 1984 ; Amar *et al.*, 2001).

- une poutre avec un chariot roulant qui peut se déplacer le long de la poutre de réaction,
- un vérin hydraulique inclinable ainsi qu'un groupe hydraulique,
- une semelle équipée de capteurs de contraintes
- une centrale d'acquisition des efforts et des déplacements en surface.



En Union Soviétique, Lomize *et al.* ont réalisé dans les années 70 une série d'essais de chargement *in situ* d'une fondation sur des loess (Lomize *et al.* 1969a ; Lomize *et al.* 1969b).



Figure 4.19 Mesures effectuées sur le plot d'essais sur loess (d'après Lomize et al., 1969)



Cette expérimentation sur le loess comportait un réseau orthogonal de capteurs placé jusqu'à une profondeur de 3,6 m sous la fondation et qui mesurait les contraintes verticale  $\sigma_z$ , radiale  $\sigma_r$  et orthoradiale  $\sigma_\theta$  (figure 4.19). La mesure de la contrainte tangentielle  $\tau_{rz}$  par des capteurs positionnés à 45° n'a pas fonctionné de manière satisfaisante et certains points de mesure ont du être interpolés.

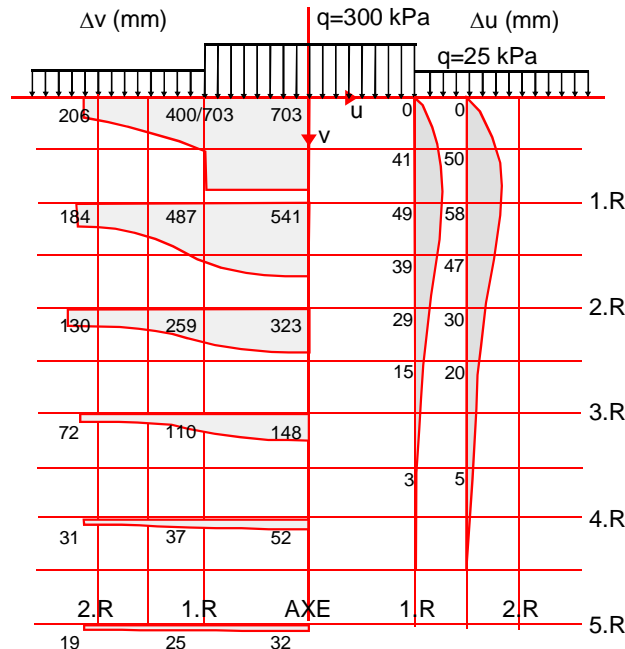


Figure 4.20 Mesures de déplacement effectuées sur le plot d'essais sur loess (d'après Lomize et al., 1969)

La mesure des efforts a été complétée par la mesure des déplacements verticaux et radiaux (figure 4.20). Les mesures présentées sur les deux figures correspondent à la charge ayant provoqué la rupture de la fondation.

Comme on a pu le constater sur les figures précédentes, lors du chargement des fondations superficielles, différentes combinaisons de contraintes normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et tangentielle  $\tau_{zr}$  sont imposées au massif. Les axes principaux tournent à partir de leur état initial. On rappelle que l'angle de rotation  $\alpha$  vaut alors

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \arctan \left( \frac{2\tau_{zr}}{\sigma_z - \sigma_r} \right) \quad (4.1)$$

Ces résultats permettent de localiser une zone de rotation importante des contraintes lorsque la charge de rupture est atteinte (figure 4.23). Toutefois, les études de Lomize s'intéressaient à un sol spécifique, le loess, sol effondrable et le chargement comportait des phases de submersion du site d'essai, ce qui rend difficile l'interprétation des résultats.

Une série d'essais très complète a été effectuée par le Waterways Experiment Station de Vicksburg en 1949 sur un loess compacté (Foster et al., 1951). Nous avons représenté sur la figure 4.21 les valeurs des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  ainsi que leur inclinaison pour deux valeurs de la charge.

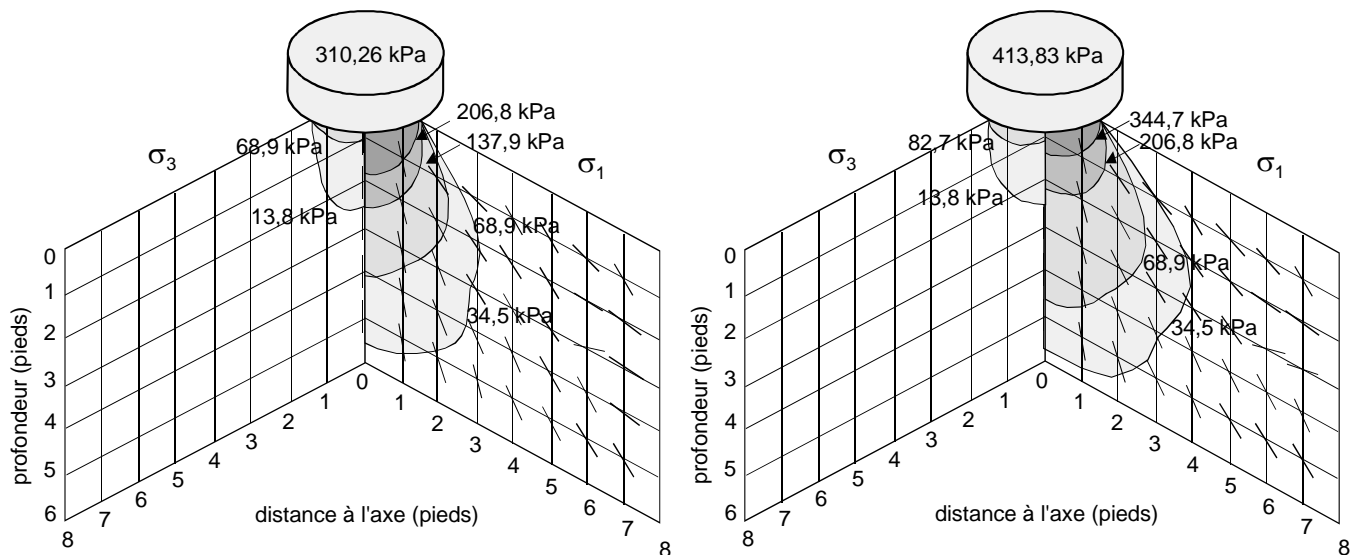


Figure 4.21 Mesures effectuées sur le plot d'essais sur loëss (d'après Foster et al., 1951)

Si l'on rassemble sur le même graphique les rotations de contraintes pour deux valeurs successives du chargement, on observe à proximité de la zone du mécanisme classiquement proposé, la plus grande évolution de l'angle  $\alpha$  (figure 4.22).

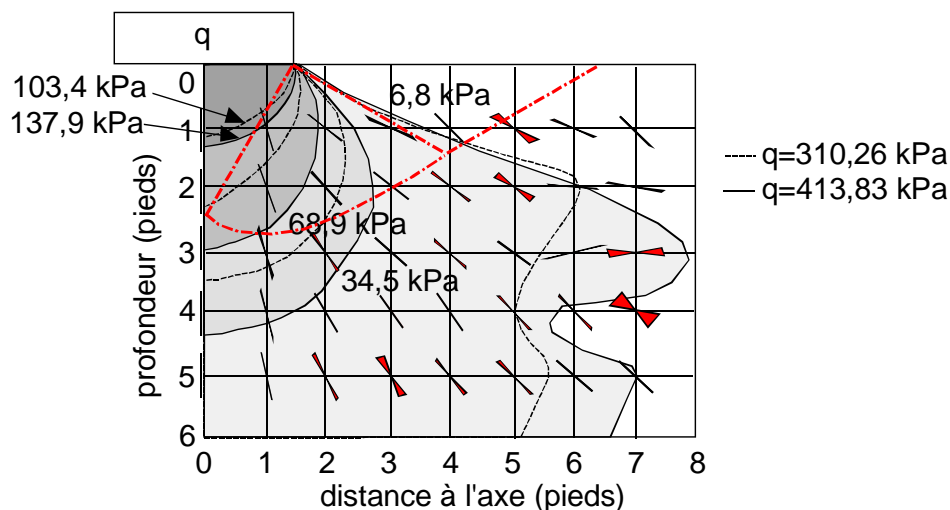


Figure 4.22 Évolution de la rotation des contraintes entre deux chargements (d'après Foster et al., 1951)

De même l'observation des rotations de contraintes pour les deux expérimentations présentées précédemment montre une évolution comparable de la rotation des contraintes autour de la fondation (figure 4.23).

Les valeurs élevées de la rotation loin de l'axe de la fondation dans les essais de Foster peuvent être dues au mode de réalisation du massif par compactage. Il s'agit sans doute des contraintes résiduelles apparues à proximité de la frontière du massif (Foster et al., 1951).

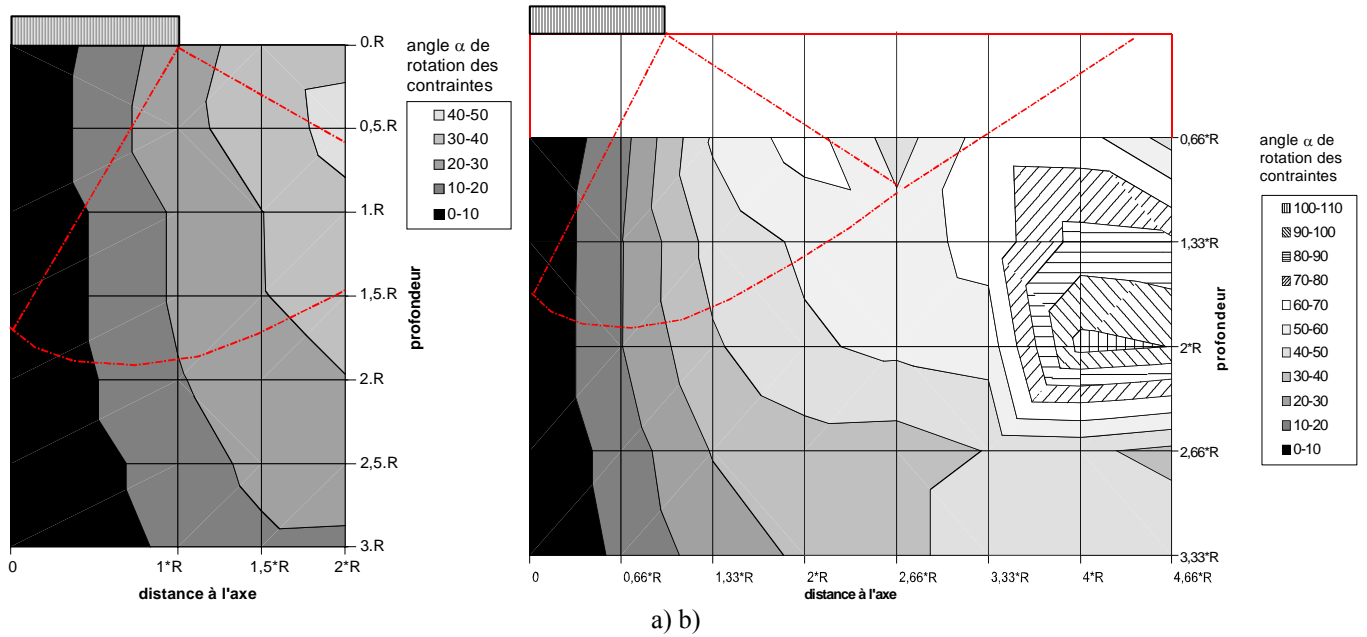


Figure 4.23 Isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes (d'après Lomize et al., 1969a ; Foster et al., 1951)

Dans le cas d'une fondation, la direction de la contrainte intermédiaire  $\sigma_\theta$  reste fixe. Nous pouvons donc rester en deux dimensions et déterminer les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  :

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{(\sigma_z + \sigma_r)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2} \\
 \sigma_2 &= \sigma_\theta \\
 \sigma_3 &= \frac{(\sigma_z + \sigma_r)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2} \\
 \text{et } b &= \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

Nous pouvons alors représenter la variation du coefficient de la contrainte principale intermédiaire caractérisée par le paramètre  $b$ . La répartition pour l'essai de Lomize est donnée sur la figure 4.24 :

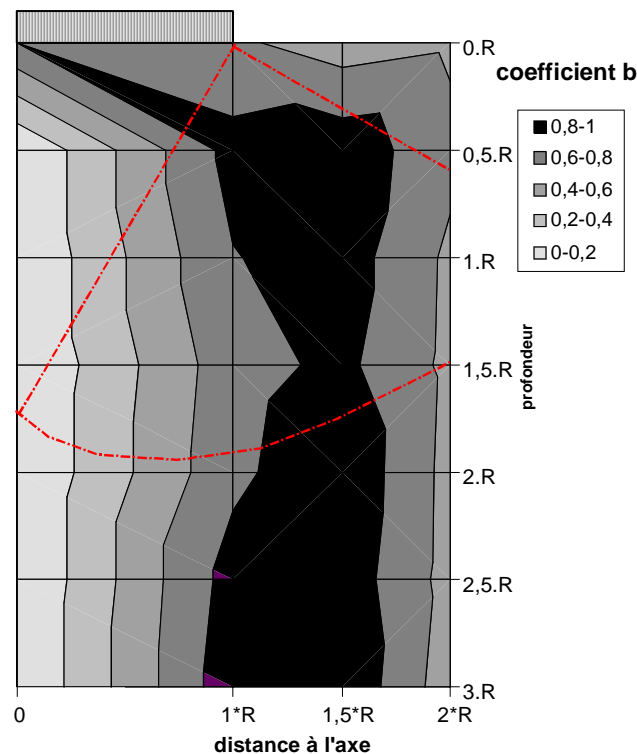


Figure 4.24 Isovaleurs du coefficient  $b$  de la contrainte principale intermédiaire (d'après Lomize et al., 1969a)

#### 4.3.2 Étude du comportement des sols autour d'une fondation superficielle à l'aide de modèles physiques

Du fait de la difficulté d'instrumenter et de charger un massif de sol grandeur réelle, de nombreuses études ont été réalisées sur des modèles physiques :

- modèles photoélastiques (Habib *et al.*, 1954),
- modèles analogiques avec rouleaux de Schneebeli (Faugeras, 1979),
- modèles réduits (Habib, 1951 ; Tcheng, 1957)
- modèles réduits avec gradient hydraulique (Tcheng, 1977)
- modèles réduits centrifugés (Garnier *et al.*, 2002).

Du fait des incompatibilités entre les différents facteurs d'échelle, les modèles de laboratoire, à l'exception des modèles avec gradient hydraulique et centrifugé, ne correspondent à aucun ouvrage en vraie grandeur. Ces essais de laboratoire ne sont pas des modèles réduits, c'est-à-dire qu'il n'est pas possible de prévoir le comportement des ouvrages réels à partir de ces essais et des règles de similitude. Il s'agit de prototypes à part entière où les paramètres sont généralement mieux contrôlés qu'en place. A partir de l'instant où les mécanismes élémentaires sont établis pour des niveaux de contraintes couvrant le domaine relatif aux ouvrages réels, savoir simuler le comportement d'ouvrage de laboratoire équivaut à savoir faire des calculs prévisionnels d'ouvrages réels, pourvu que les mesures indispensables existent.

Les auteurs de ces essais s'intéressent principalement à l'identification du mécanisme de rupture.

Celui-ci est en accord avec les observations faites sur massif réel. Mais les principaux écueils de ce type de modélisation proviennent de l'effet d'inclusion des capteurs, ainsi que des effets d'échelle liés à la dilatance. La réalisation de la mesure de l'état de contrainte dans le massif n'a donc généralement pas été effectuée à part pour la photoélasticité ou pour le massif analogique pour lesquels il est possible de réaliser une mesure indirecte.

La deuxième série d'expérimentation effectuée par Lomize *et al.* se fit sur un modèle réduit dans une cuve de sable de 200 cm par 120 cm de base et 180 cm de hauteur (Lomize *et al.* 1972). Un réseau de capteurs mesurait  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$  et  $\sigma_{zz}$  et  $\sigma_{xy}$  dans le sol sableux. Les résultats obtenus sont similaires à ceux des figures 4.19 et 4.20 mais avec une mesure plus précise des contraintes tangentielles et radiales de cisaillement.

Le but de l'étude était d'obtenir une évaluation quantitative de l'erreur obtenue dans la détermination des composantes des déformations et des contraintes dans la fondation en comparant les valeurs mesurées avec celles obtenues à partir de la théorie d'élasticité linéaire et de mettre en évidence l'effet de la rotation des contraintes sur les relations contraintes-déformations. Lomize a constaté qu'une zone de perturbation des contraintes est créée sous la fondation et que l'anisotropie et la rotation des contraintes principales provoquent un changement de l'état de déformation. Il conclut qu'il faut développer un modèle numérique qui prend en compte ces phénomènes pour éviter une sous estimation de la sécurité des grands ouvrages.

#### 4.3.3 Étude d'une fondation superficielle par la méthode des éléments finis

La réalisation d'un calcul 2D en élastoplasticité avec la méthode des éléments finis permet de tracer les isovaleurs d'angle de rotation des contraintes à la charge appliquée lors des expérimentations de Lomize. Ces isovaleurs sont très proches des résultats de Lomize et de Foster présentés au 4.3.1 (figure 4.26). Le résultat est moins probant pour les isovaleurs du coefficient b.

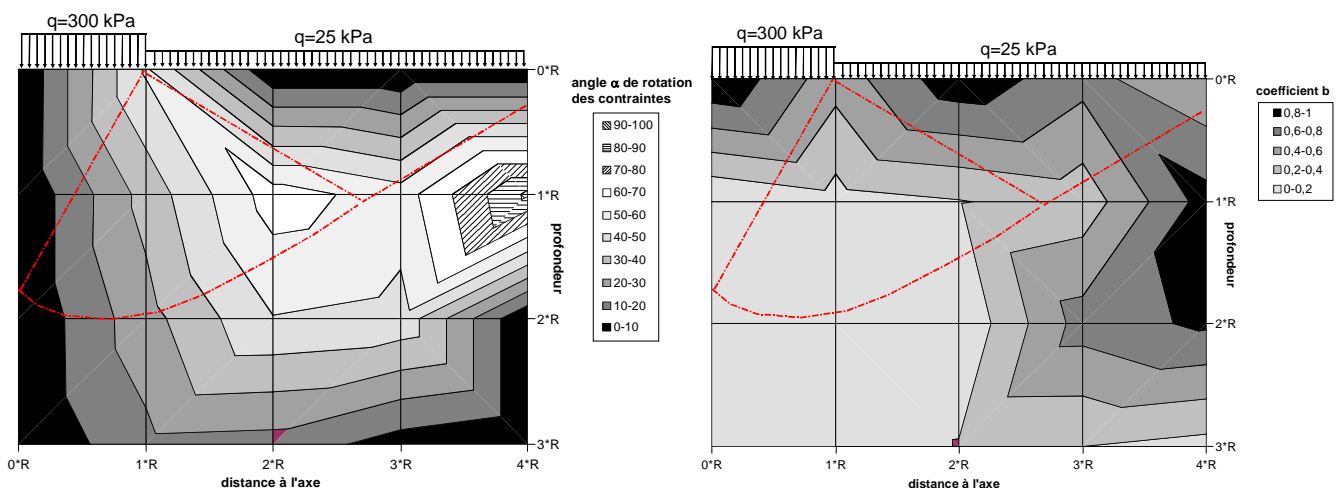


Figure 4.25 Isovaleurs de l'angle  $\alpha$  de rotation des contraintes du coefficient  $b$  de la contrainte principale intermédiaire lors de la modélisation éléments finis 2D des essais de Lomize (1969)

Cette conclusion peut être étayée par la comparaison des résultats obtenus par la méthode des éléments finis avec les résultats de la solution analytique en élasticité (Poulos *et al.*, 1974).

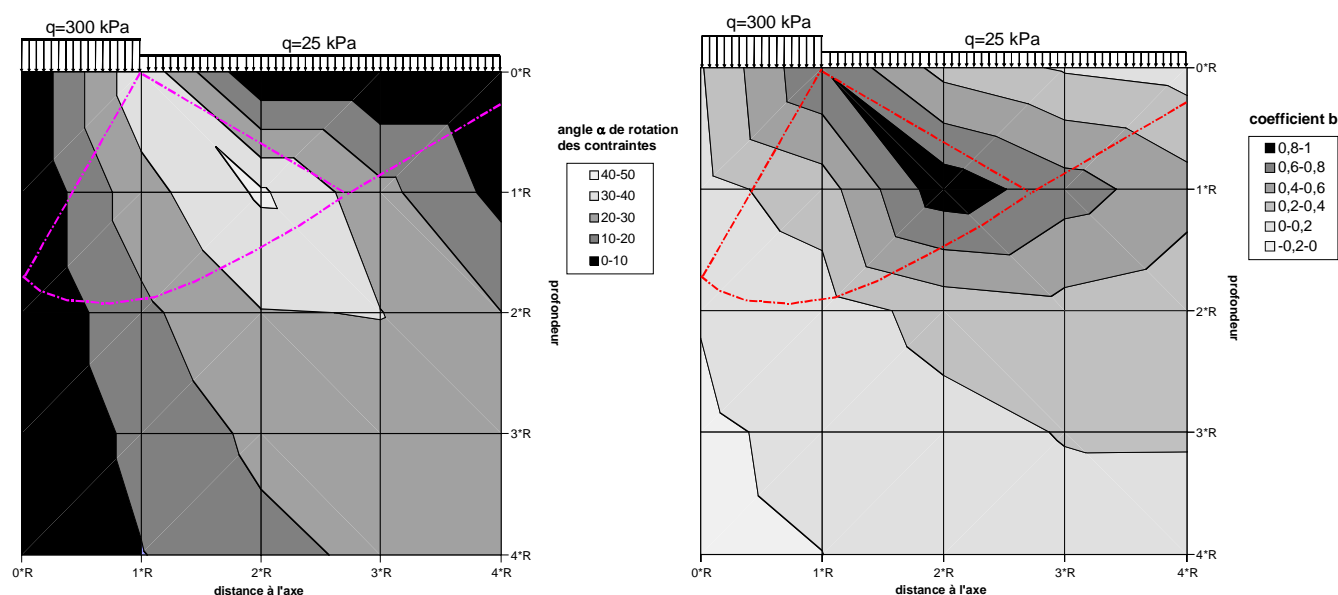


Figure 4.26 Isovaleurs de l'angle  $\alpha$  de rotation des contraintes et du coefficient  $b$  de la contrainte principale intermédiaire dans le cas élastique

Les résultats de la solution élastique présentés à la figure 4.27 sont en accord avec les résultats expérimentaux des figures 4.23 et 4.24. On notera que les valeurs élevées de  $b$  ne pénètrent pas en profondeur dans le massif comme dans l'expérimentation de Lomize.

Afin d'affiner ces premiers résultats nous avons étudié l'ouvrage de fondation superficielle avec différentes techniques de modélisation : bidimensionnelle, axisymétrique et tridimensionnelle (figure 4.28). Nous voulions observer si lors de la modélisation 2D ou 3D, des écarts dus à l'absence de prise en compte de la contrainte principale intermédiaire lors de l'expression des critères de plasticité en 2D, apparaissaient.

Nous avons utilisé comme cas d'étude, une fondation superficielle instrumentée de la station d'essai de Jossigny, site expérimental du LCPC qui a fait l'objet de nombreux essais avec la station d'essais de fondations superficielles des laboratoires des Ponts et Chaussées (Amar *et al.*, 1984).

Le site expérimental de Jossigny situé à environ trente kilomètres à l'Est de Paris, repose sur un limon dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont données dans Amar *et al.* (1984) et Canepa et Depresles, (1990).

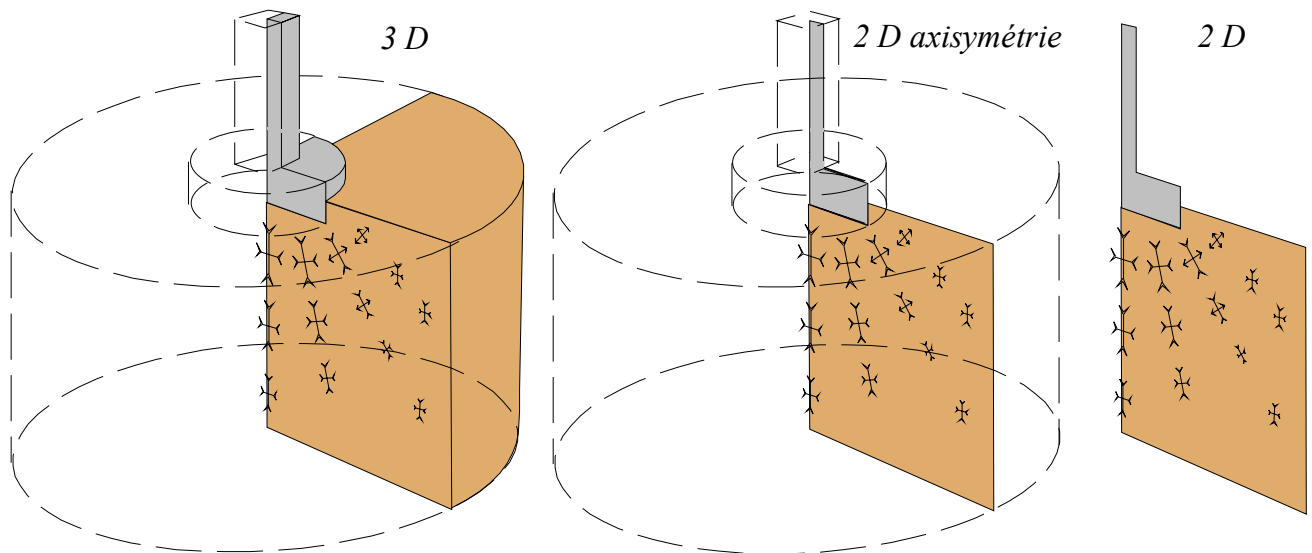


Figure 4.27 Les types de modélisations réalisées

De nombreux essais de caractérisation ont été réalisés : granulométrie, limites d'Atterberg, densité, œdomètres, triaxiaux, pressiomètres Ménard, pressiomètres autoforeurs, pénétromètres statiques et dynamiques, scissomètres.

La fondation étudiée est circulaire d'un diamètre de 1 m et elle est encastrée dans le sol d'une hauteur de 0,35 m. Une force répartie d'intensité variable sur le sol est appliquée, au niveau de la fondation, de manière à reproduire l'effet du chargement de la fondation.

Le maillage bidimensionnel représente une demi-section d'un cylindre de 6 m de hauteur et de 3,5 m de largeur en appliquant les recommandations classiques sur les dimensions des maillages par rapport à celle de la zone sollicitée. Il comporte 496 nœuds et 223 éléments triangulaires à six nœuds. La taille des éléments du maillage varie à proximité de la zone d'application de la charge. Les conditions aux limites sont les suivantes :

- les déplacements horizontaux des limites latérales et de la limite inférieure sont bloqués ;
- les déplacements verticaux de la limite inférieure sont bloqués.

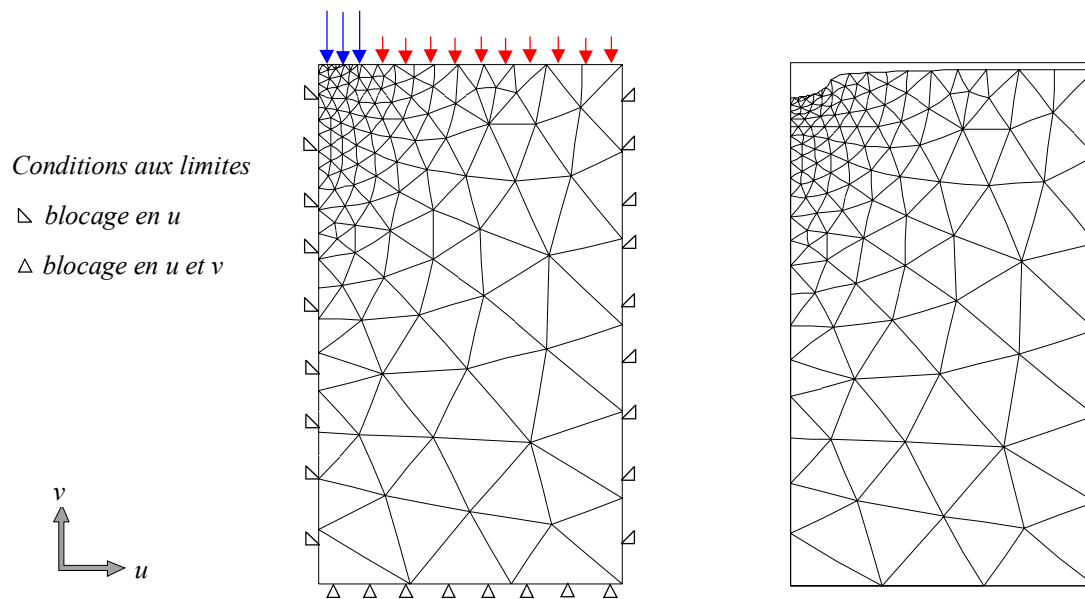


Figure 4.28 Maillage 2D de la fondation avec les conditions aux limites imposées et exemple de déformée obtenue

Les paramètres nécessaires au modèle Cam–Clay modifié, utilisé pour modéliser le sol, afin d’effectuer le calcul sont donnés dans le tableau 33 ainsi que la méthode de détermination.

Tableau 33 Paramètres utilisés

	Masse volumique	Pression de pré-consolidation initiale	Indice des vides initial	Pente de la courbe de l’état critique
Valeur retenue	17 kN/m <sup>3</sup>	102 kN/m <sup>2</sup>	$e_0 = 0,56$	$M = 1,287$
Formule	$\rho = \frac{m}{V}$	forfaitaire	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$
Essai	divers	œdomètre	œdomètre	œdomètre

	Pente de la courbe vierge	Pente des courbes charges/décharges	Module de Young	Coefficient de Poisson
Valeur retenue	0,0912	0,00912	31 MPa	0,33
Formule	$\lambda = C_c / \ln 10$	$K = \lambda / 10$	$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G$	forfaitaire
Essai	oedomètre	oedomètre	pressiomètre autoforeur	corrélation

La nappe phréatique se situe entre 1 et 2 m sous le terrain naturel et le sol est saturé à 1,5 mètre au-dessus de celle-ci. Nous avons pris une pression de préconsolidation égale à celle existant à 6 mètres de profondeur, ceci afin d’éviter d’avoir une zone sous-consolidée dans le modèle.

Nous avons modélisé la fondation uniquement par une force répartie appliquée sur la surface de la fondation. L’effet de l’encastrement de la fondation est simulé par une charge répartie sur la surface du sol (sauf sur la zone de la fondation) de valeur correspondant au poids de 0,35 m de sol, soit :  $17 \cdot 0,35 = 5,95$  kPa.



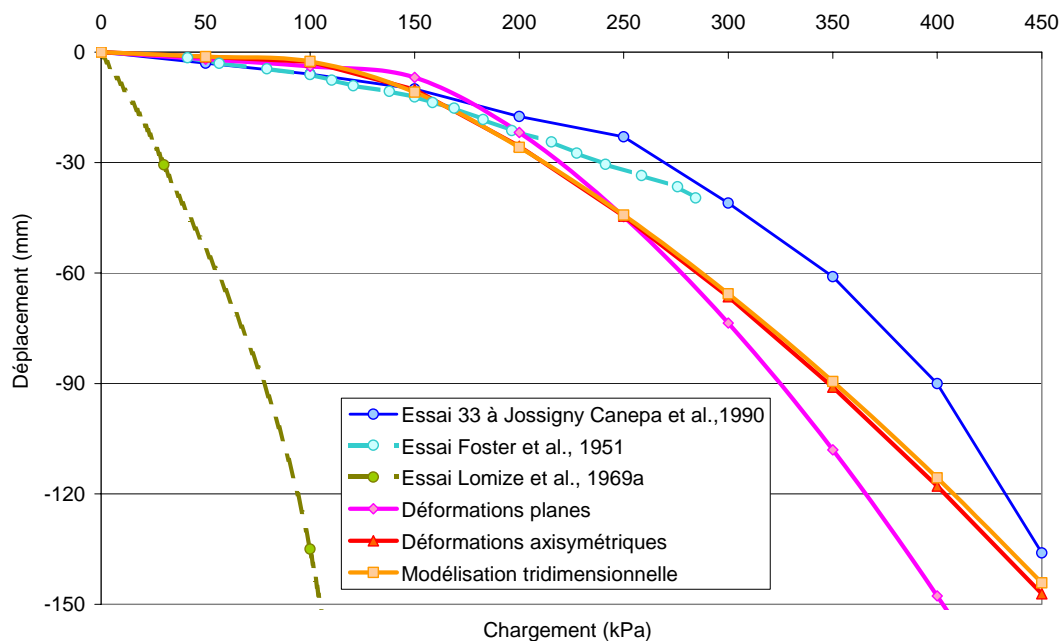


Figure 4.29 Validation des résultats des trois modèles avec les résultats expérimentaux

L'intensité du chargement varie jusqu'à une valeur maximale de 500 kPa suivant 11 incréments. La tolérance de convergence imposée est de 0,001.

Parmi les 43 essais de chargement de fondations réalisés sur le site de Jossigny par le Laboratoire Régional de l'Est Parisien, nous avons choisi arbitrairement les résultats de l'essai de chargement de fondations superficielles noté « essai 33 » du catalogue comme référence pour nos calculs. On a superposé à titre de comparaison la courbe des essais réalisés par Foster *et al.* et Lomize *et al.*.

Les résultats de l'essai *in situ* et ceux de la modélisation numérique, tracés sur la figure 4.29, montrent des courbes quasiment confondues au début de l'essai et qui s'éloignent progressivement à la fin de l'essai. Nous n'avons pas cherché une correspondance parfaite entre les quatre, mais une bonne adéquation permettant d'extraire des résultats cohérents : nous allons utiliser ces résultats pour l'étude de la rotation des contraintes dans le massif de sol.

#### 4.3.3.1 Étude de la rotation des contraintes

Un calcul avec le modèle 2D présenté à la figure 4.29 jusqu'aux charges de 250kPa et 500kPa appliquées sur le terrain permet de tracer les isovaleurs d'angle de rotation des contraintes. Celles-ci présentent de très grandes similitudes avec les résultats de Lomize et de Foster présentés au 4.3.1 avec cependant des rotations importantes loin de l'axe de la fondation (figure 4.30).

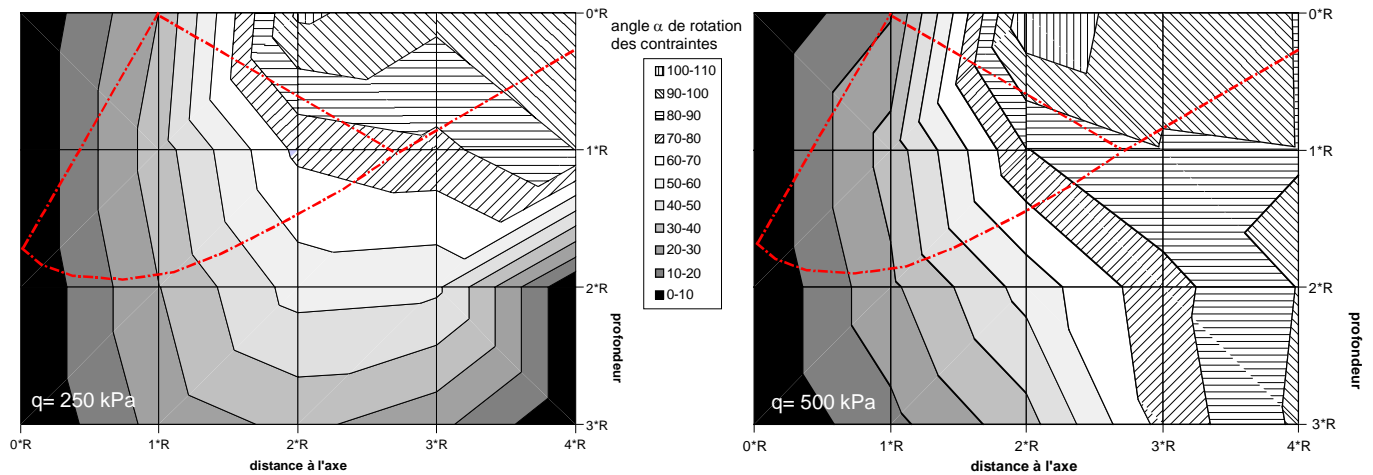


Figure 4.30 Isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes

Par contre la comparaison des isovaleurs du coefficient  $b$  n'est pas évidente sans doute du fait d'un niveau de charge appliqué à Jossigny encore insuffisant par rapport aux expérimentations de Lomize (figure 4.31) et du fait de la plastification importante du modèle.

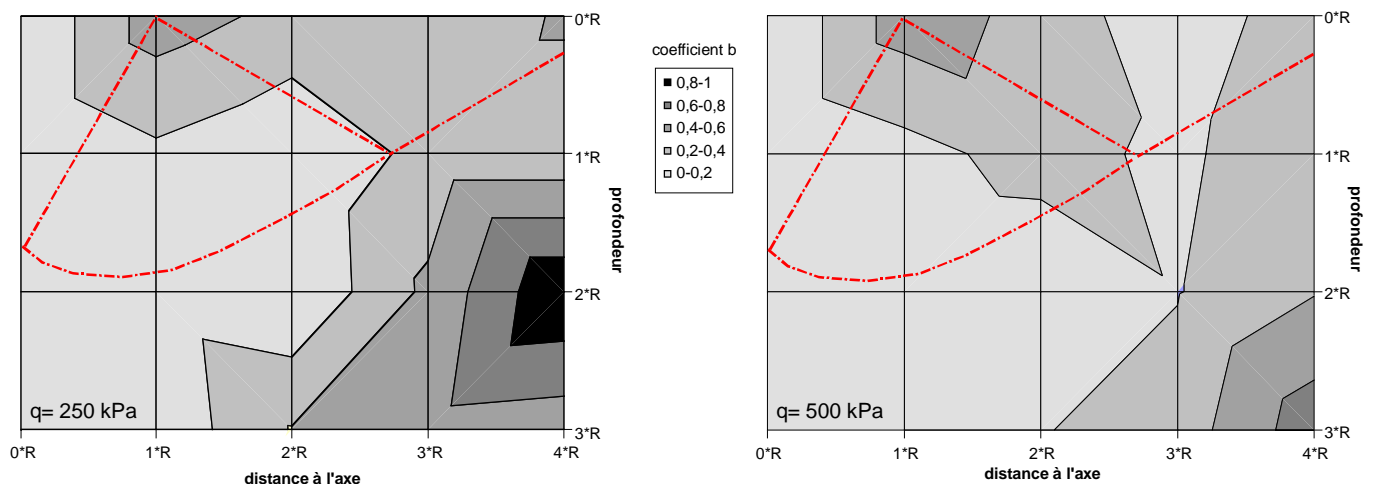


Figure 4.31 Isovaleurs du coefficient  $b$  de la contrainte principale intermédiaire

Étudions maintenant le point défini sur la figure 4.32 ci-dessous, situé à proximité de la bande de cisaillement dans le schéma de rupture classique et dans la zone de cisaillement le plus important. On peut donc y attendre une influence de la contrainte principale intermédiaire significative.

Dans le maillage bidimensionnel, les nœuds auxquels nous allons nous intéresser sont les nœuds numéros 631 (coordonnées (0,723 ; 5,73)), 620 (0,792 ; 5,61) et 635 (0,635 ; 5,639) et qui forment l'élément numéro 74. En 3D, ce sont les nœuds 7633, 7299 et 7770 qui nous intéressent.

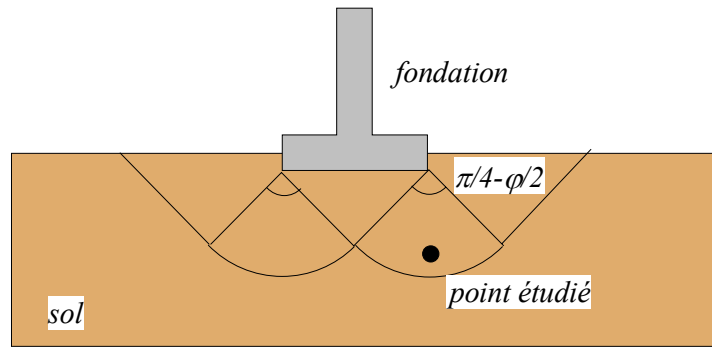


Figure 4.32 Situation de la zone étudiée

#### 4.3.3.2 Évolution des contraintes principales et de l'angle $\alpha$ en fonction du chargement

Les contraintes principales dans le modèle sont représentées sur la figure ci-dessous.

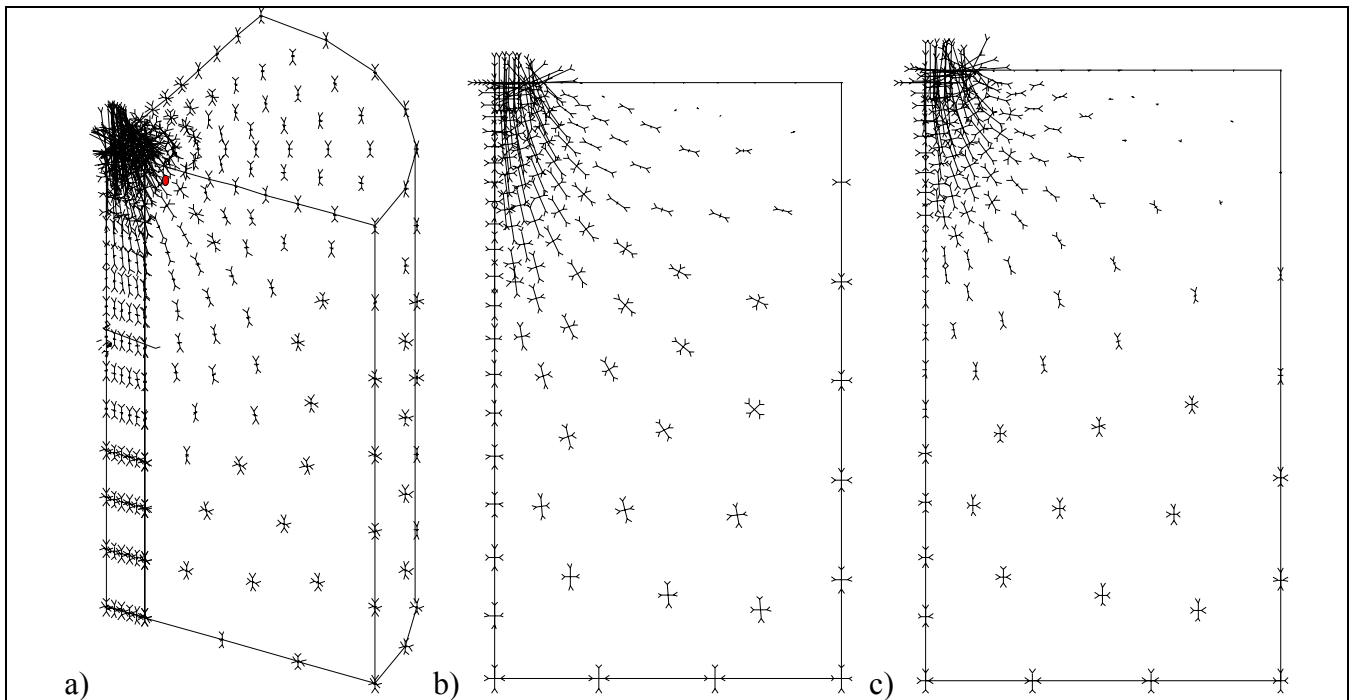


Figure 4.33 Tracé des contraintes principales pour les trois cas étudiés de la zone étudiée  
a) calcul 3D, b) déformations planes, c) déformations axisymétriques

Pour le calcul 2D en déformations planes, on a calculé les valeurs de la pression moyenne, du déviateur et de l'angle  $\alpha$  en fonction du chargement, pour les nœuds précédents. Les résultats sont montrés dans les figures 4.34 et 4.35.

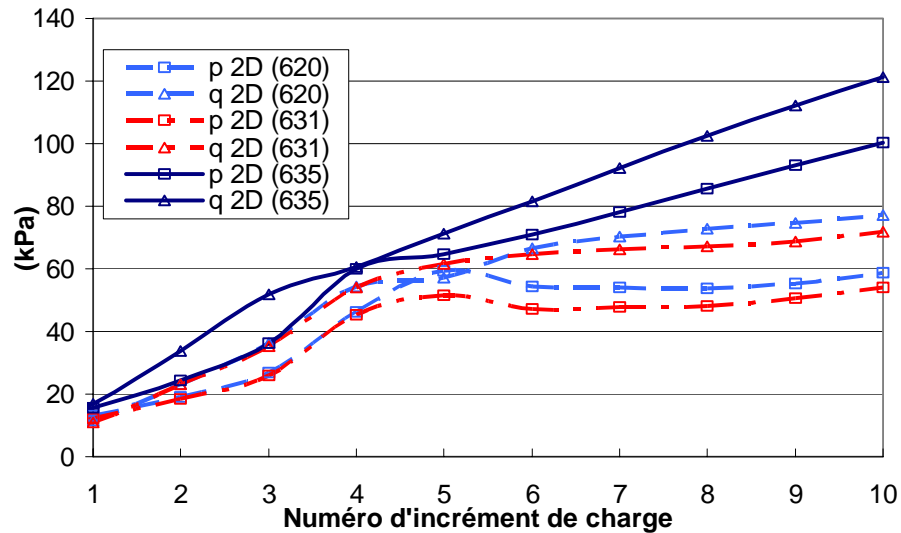


Figure 4.34 Évolution en 2D de  $p$  et  $q$  en fonction des incréments de charge

La pression moyenne et le déviateur du nœud 635 augmente en fonction de l'incrément de charge. Cependant, pour les deux autres nœuds étudiés ces valeurs augmentent jusqu'à l'incrément 4 où elles diminuent légèrement avant de se stabiliser pour des incréments de charge importants.

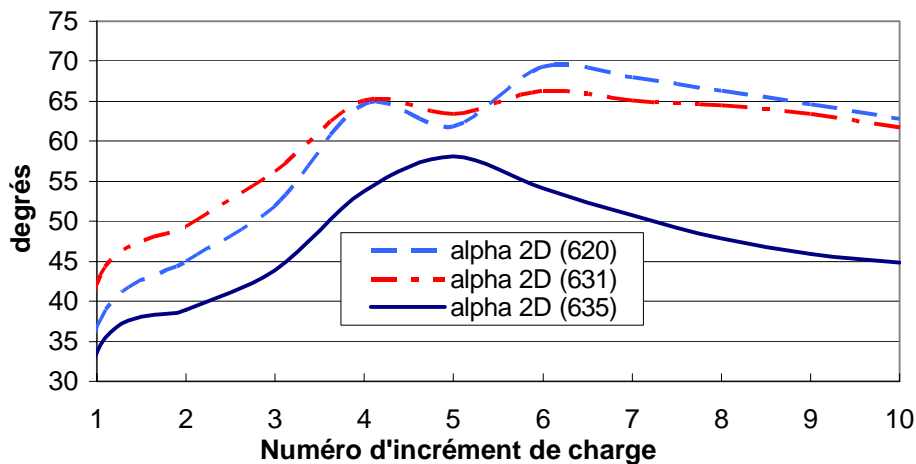


Figure 4.35 Évolution en 2D de  $\alpha$  en fonction des incréments de charge

On remarque que pour le calcul 2D en déformations planes, l'angle de rotation des contraintes croît de 25 degrés environ du premier au cinquième incrément. Il décroît ensuite avec différentes proportions pour les trois nœuds.

Pour le calcul 2D en déformations axisymétriques, les valeurs des contraintes octaédriques en fonction du chargement sont rassemblées sur les deux figures suivantes.

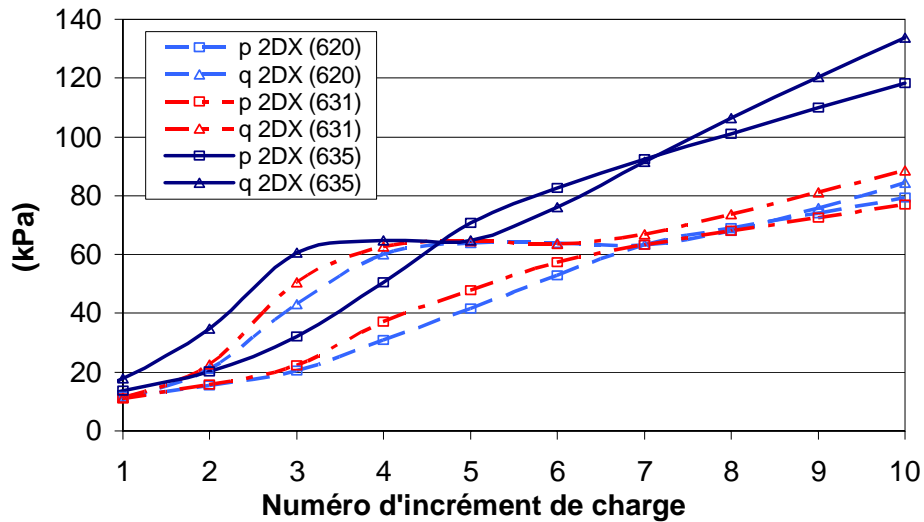


Figure 4.36 Évolution en 2D axisymétrique de  $p$  et  $q$  en fonction des incréments de charge

Pour ces résultats obtenus par modélisation en déformations axisymétriques, on ne constate pas la diminution des valeurs du déviateur ou de la pression moyenne comme pour la modélisation en déformations planes.

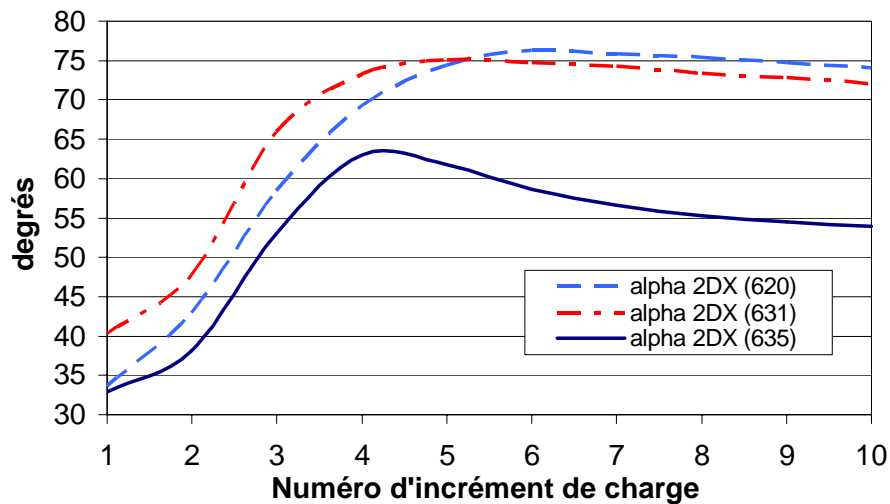


Figure 4.37 Évolution en 2D axisymétrique de  $\alpha$  en fonction des incréments de charge

Sur la figure 4.37, les valeurs de la rotation des contraintes augmentent au fur et à mesure de l'augmentation de charge à la fondation sauf pour le nœud 635 où l'on constate une légère diminution à partir du quatrième incrément.

Enfin, pour le calcul tridimensionnel, les valeurs sont détaillées ci-après sur les figures 4.38 et 4.39.

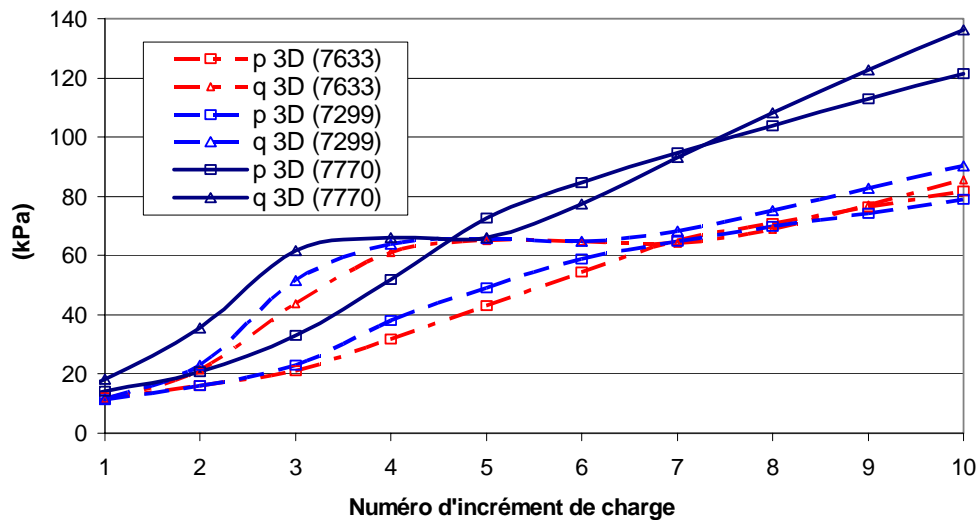


Figure 4.38 Évolution en 3D de  $p$  et  $q$  en fonction des incréments de charge

En 3D, les résultats sont assez similaires à ceux trouvés en 2D axisymétriques.

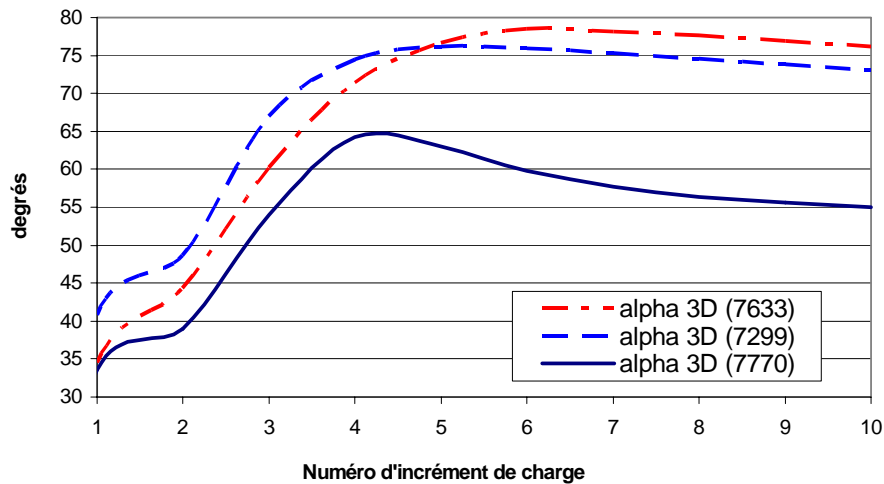


Figure 4.39 Évolution en 3D de  $\alpha$  en fonction des incréments de charge

Les trois calculs montrent une évolution identique pour les contraintes octaédriques  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$  sauf en déformations planes où on constate une oscillation de l'angle de rotation des contraintes au milieu du chargement et une diminution plus importante à sa fin.

#### 4.3.3.3 Obtention de la plasticité

En déformations planes, le logiciel CESAR-LCPC indique que les nœuds 620 et 635 atteignent la plasticité à partir du 5<sup>ème</sup> incrément. Le nœud 631 est plastique à partir de l'incrément 6.

En déformations axisymétriques, CESAR indique que les nœuds 620, 631 et 635 atteignent la plasticité à partir du 4<sup>ème</sup> incrément. Pour le calcul tridimensionnel, la plasticité selon CESAR est atteinte au 4<sup>ème</sup> incrément pour le nœud 7299, 7633 et 7770.

La plasticité est donc atteinte plus tardivement en 2D qu'en 2D axisymétrique et 3D.

#### 4.3.3.4 Calcul de la surface de charge dans l'espace $(p, q, \alpha)$

La surface de charge du modèle Cam-Clay modifié est établie avec une pression de préconsolidation  $P_0$  prise égale à 102 kPa. Nous comparons la surface de charge calculée précédemment et les chemins de contraintes étudiés dans l'espace  $(p', q, \alpha)$ . Pour cela, nous déterminons la surface de charge dans l'espace  $(p, q, \alpha)$  en introduisant dans l'équation du critère Cam-Clay modifié l'équation donnant la variation de la pente de la droite critique en fonction de l'angle de rotation des contraintes (Reiffsteck *et al.*, 2002):

$$M = -1,21.10^{-4}.\alpha^2 + 0,017.\alpha + 1,287 \quad (4.3)$$

Il s'agit de la courbe moyenne des relations présentées au paragraphe 1.3.7.4.9 pour les argiles et de nos résultats obtenus sur le sol d'Almère. Cette courbe est recalée par les caractéristiques obtenues à l'essai triaxial pour le limon de Jossigny (Canepa *et al.*, 1990).

#### 4.3.3.4 Comparaison des résultats

##### Calcul en déformations planes

Les chemins de contraintes suivis par les nœuds étudiés sont détaillés dans la figure 4.40.

Avec CESAR-LCPC, le nœud 620 atteint la plasticité au 5<sup>ème</sup> incrément de charge pour ( $\alpha = 64,68$  degrés ;  $p = 46,36$  kPa ;  $q = 54,23$  kPa), le nœud 631 est plastifié au cours du 6<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 65,06$  degrés ;  $p = 45,2$  kPa ;  $q = 53,98$  kPa) et le nœud 635 arrive en plasticité en 5<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 53,73$  degrés ;  $p = 59,89$  kPa ;  $q = 60,48$  kPa).

Utilisant le critère de Cam-Clay modifié, la plasticité est obtenue lors de l'intersection des chemins de contraintes des nœuds suivis avec la surface de charge :

- Nœud 620 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 68,29$  degrés ;  $p = 54,08$  kPa ;  $q = 69,54$  kPa)
- Nœud 631 : la plasticité est atteinte au 9<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 62,31$  degrés ;  $p = 52,93$  kPa ;  $q = 70,77$  kPa)
- Nœud 635 : la plasticité est atteinte au 6<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 57,21$  degrés ;  $p = 63,65$  kPa ;  $q = 69,25$  kPa)

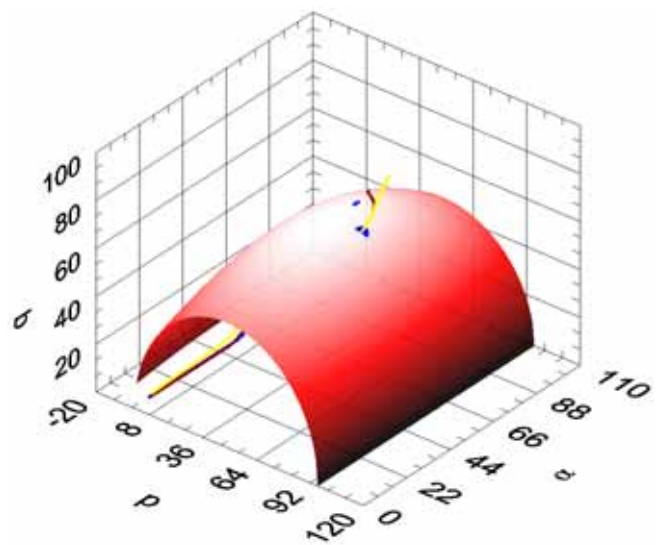


Figure 4.40 Intersection entre les chemins de contraintes et la surface de charge Cam-Clay modifié

### Calcul en déformations axisymétriques

Sur la figure 4.41, les chemins de contraintes suivis par les nœuds étudiés sont montrés.

Pour la modélisation en éléments finis, le nœud 620 atteint la plasticité est atteinte au 4<sup>ème</sup> incrément de charge pour ( $\alpha = 58,38$  degrés ;  $p = 20,52$  kPa ;  $q = 43,11$  kPa), le nœud 631 est plastifié au cours du 4<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 74,33$  degrés ;  $p = 22,42$  kPa ;  $q = 50,52$  kPa) et le nœud 635 arrive en plasticité en 4<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 52,99$  degrés ;  $p = 32,16$  kPa ;  $q = 60,50$  kPa).

En utilisant le critère de Cam-Clay modifié :

- Nœud 620 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 75,66$  degrés ;  $p = 65,43$  kPa ;  $q = 65,04$  kPa)
- Nœud 631 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 74,33$  degrés ;  $p = 62,46$  kPa ;  $q = 66,52$  kPa)
- Nœud 635 : la plasticité est atteinte au 6<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 61,64$  degrés ;  $p = 71,07$  kPa ;  $q = 65,23$  kPa)

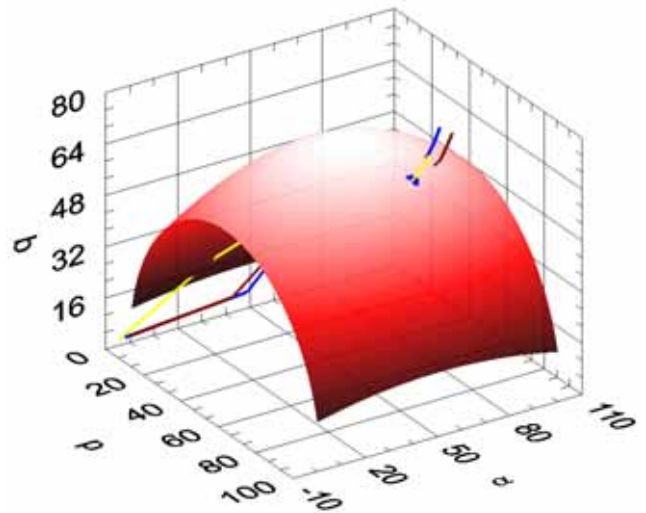


Figure 4.41 Intersection entre les chemins de contraintes des nœuds étudiés et la surface de charge Cam-Clay modifié

### Calcul en 3D

Enfin, nous traçons sur la figure 4.42 les chemins de contraintes suivis par les nœuds étudiés en modélisation tridimensionnelle.

Avec CESAR-LCPC, Le nœud 7299 atteint la plasticité est atteinte au 4<sup>ème</sup> incrément de charge pour ( $\alpha = 66,9^\circ$  ;  $p = 22,98$  kPa ;  $q = 51,54$  kPa), Le nœud 7633 est plastifié au cours du 4<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 60,13^\circ$  ;  $p = 21,13$  kPa ;  $q = 43,76$  kPa) et le nœud 7770 arrive en plasticité en 4<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 54,05^\circ$  ;  $p = 33,02$  kPa ;  $q = 61,58$  kPa).



En utilisant le critère de Cam-Clay modifié :

➤ Nœud 7299 : la plasticité est atteinte au 8<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 75,68^\circ$  ;  $p = 61,44$  kPa ;  $q = 66,37$  kPa)

➤ Nœud 7633 : la plasticité est atteinte au 8<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 78,12^\circ$  ;  $p = 65,27$  kPa ;  $q = 64,21$  kPa)

➤ Nœud 7770 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 63,17^\circ$  ;  $p = 69,36$  kPa ;  $q = 66,03$  kPa)

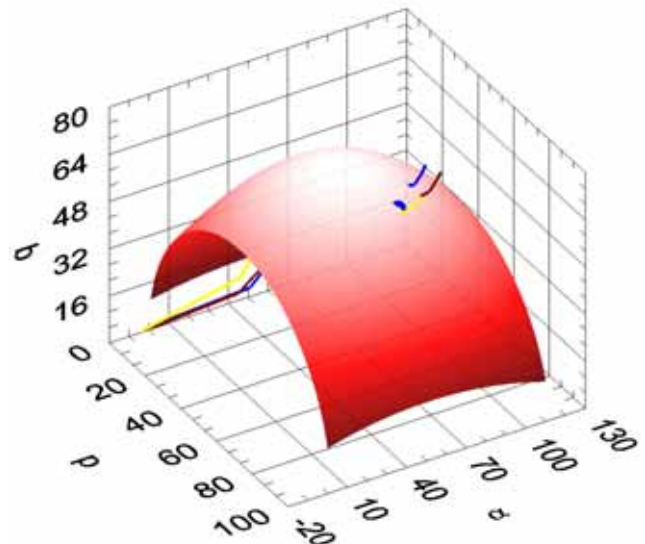


Figure 4.42 intersection entre les chemins de contraintes des nœuds étudiés et la surface de charge Cam-Clay modifié

Cette approche simple montre qu'on atteint la plasticité plus tard si l'on utilise la surface de charge tridimensionnelle ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ) que si l'on utilise la surface de charge bidimensionnelle ( $p$ ,  $q$ ).

#### 4.3.4 Conclusions

Les fondations superficielles sont donc bien un type d'ouvrage où apparaissent des rotations importantes de contraintes. Nous avons été confrontés à des difficultés pour obtenir des évolutions du coefficient de la contrainte principale intermédiaire en adéquation avec les résultats expérimentaux. Pour les nœuds étudiés, si on utilise la surface de charge tridimensionnelle ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ), et que l'on cherche l'intersection entre le chemin de contrainte suivi et la surface, la plasticité est atteinte plus tard que si on utilise le critère de rupture classique de l'espace ( $p$ ,  $q$ ). Ainsi les différences moyennes sur le déviateur maximum entre les deux calculs sont de l'ordre de 25%. L'atteinte anticipée ou retardée de la plasticité est régie par l'évolution de la pente de la droite d'état critique avec la rotation des contraintes. Cependant, on voit d'après la bibliographie (Arthur *et al.*, 1977 ; Lade et Duncan, 1973 ; Sutherland et Mesdary, 1969 ; Symes, 1983) que ce comportement n'est pas équivalent suivant le sol d'assise ce qui nous a ramené à valider pour nos calculs une courbe moyenne. Cette démarche simple qui consiste alors à modifier l'équation de la surface de charge en introduisant les relations entre l'angle de rotation des contraintes et l'angle de frottement, a uniquement pour but de montrer qu'un changement de résultats est constaté si on tient en compte du phénomène de la réorientation des axes principaux des contraintes. Le sens et l'évolution de ce changement mérite évidemment une étude plus approfondie des paramètres des lois de comportement utilisés et des études expérimentales qui donnent les courbes ( $\alpha, \phi$ ) exactes pour le sol entourant l'ouvrage en question.

## 4.4 Etude d'un remblai

Pour les remblais, le mode de rupture par poinçonnement et d'apparition du cisaillement est similaire à celui de la fondation mais avec un déviateur moins important et une influence de consolidation supérieure.

Nous avons choisi pour cette étude un remblai expérimental sur sols compressibles (Remblai B du site expérimental de Cubzac-Les-Ponts). L'ouvrage a l'avantage d'être bien documenté et suivi depuis presque trente ans à Cubzac-les-Ponts (Gironde) tout au long de l'autoroute A10.

Le sol instrumenté de la fondation du remblai comporte des piézomètres, des tassomètres, des capteurs de déformation différentielle horizontale et des capteurs de contraintes totales. La plupart de ces appareils de mesure sont installés dans le profil transversal central (profil K) du remblai. La figure 4.43 représente la situation des profils de mesure afin de permettre un repérage facile des appareils et des capteurs.

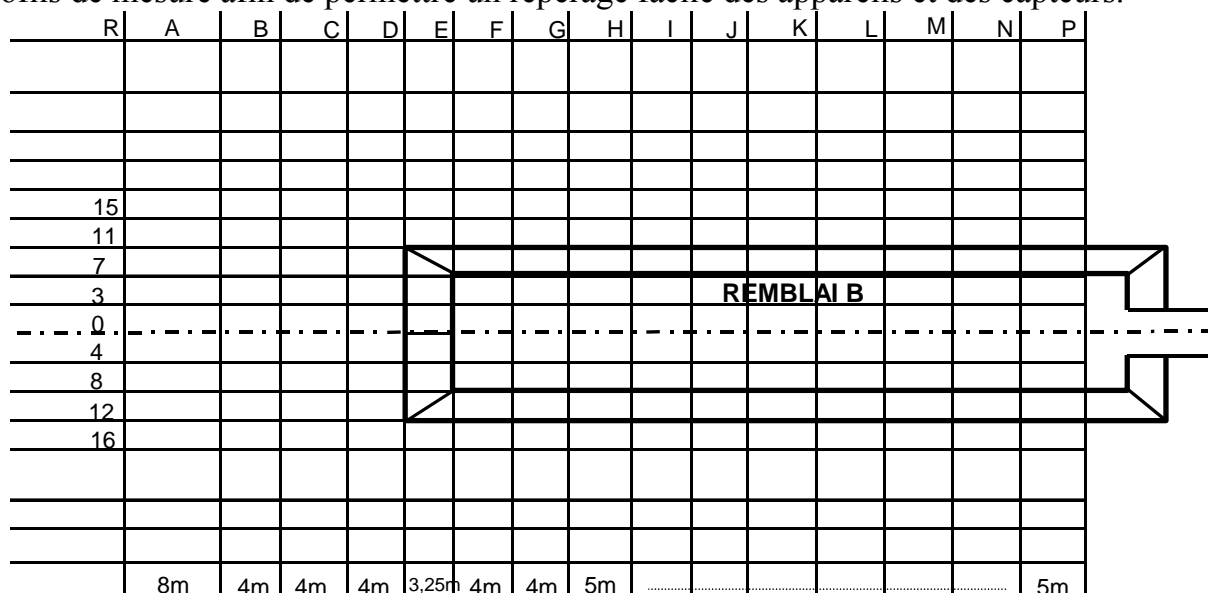


Figure 4.43 Situation des profils de référence

Cet ouvrage a fait l'objet de nombreuses modélisations numériques. La dernière en date a été effectuée en 1995 par Akou.

### 4.4.1 Modèle numérique

Le maillage est réalisé sur un sol composé de 6 couches de caractéristiques mécaniques différentes. Nous nous intéressons à ce qui se passe dans les deux premières couches, pour étudier la rotation des contraintes principales. Le calcul numérique et les caractéristiques des matériaux sont basés sur la thèse de Akou, (1995).

Pour cette étude, nous utilisons une demi-représentation du problème (figure 4.44) en faisant l'hypothèse d'une symétrie par rapport au bord droit.

Le maillage final a les dimensions suivantes :

- sol : hauteur totale de 9m, longueur de 36m
- remblai : hauteur de 3m, longueur de 12m

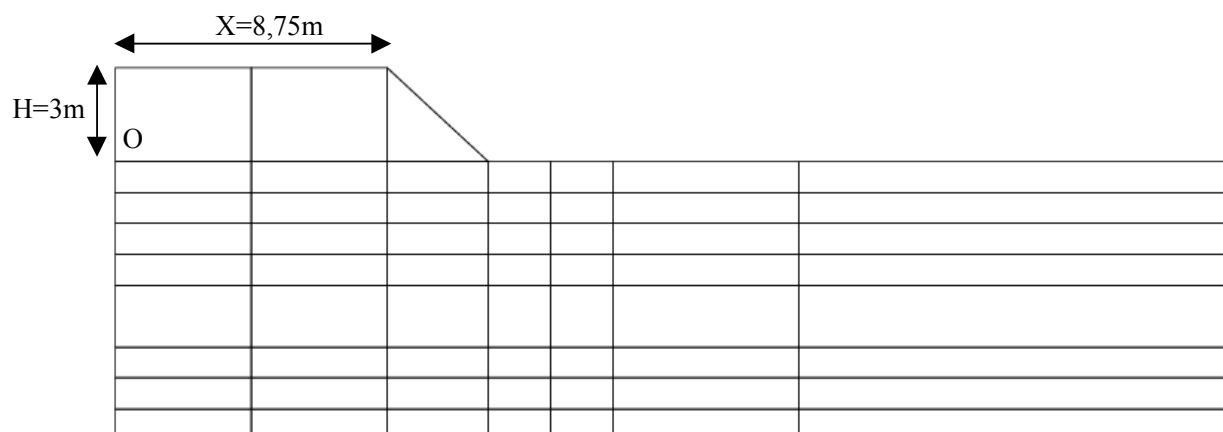


Figure 4.44 Maillage bidimensionnel du remblai

Le maillage comporte 208 nœuds et 58 quadrilatères à 8 nœuds et 1 triangle à 6 nœuds.

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- déplacements horizontaux des limites latérales bloqués.
- déplacements horizontaux et verticaux de la limite inférieure bloqués.

#### 4.4.2 Caractéristiques du sol

Pour le sol, nous choisissons le modèle Mélanie utilisé par Akou et qui prend en compte l'anisotropie du sol. Les paramètres de ce modèle pour les différentes couches du sol sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau 34 Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation du remblai B

	Couches du sol de fondation					
	0 – 1 m	1 – 2 m	2 – 4 m	4 – 6 m	6 – 8 m	8 – 9 m
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	16	13,8	14,5	15	14,8	14,8
$E'_h$ (kPa)	2521	2545	1621	981	4408	2523
$E'_v$ (kPa)	4033	4072	2594	1570	7052	4037
$\nu'_{hh}$	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$\nu'_{vh}$	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$G'_{vh}$ (kPa)	1815	1832	1167	707	3173	1817
$\gamma_w$ (kPa)	10	10	10	10	10	10
$n$	0,697	0,698	0,691	0,763	0,722	0,5
$a_w$ (kPa <sup>-1</sup> )	1,2E-4	1,3E-4	1,4E-4	1,5E-4	1,6E-4	0
$K_h$ (m/j)	1,3E-4	1,3E-4	1,3E-4	1,3E-4	1,3E-4	1,3E-4
$K_v$ (m/j)	4,32E-4	4,32E-4	4,32E-4	4,32E-4	4,32E-4	4,32E-4
$\lambda$	0,522	0,524	0,535	0,75	0,53	0,122
$e_0$	2,2	2,31	2,24	3,22	2,6	1
$\sigma'_{v0}$ (kPa)	52	44,3	34,3	25,3	19	8,4
$\sigma'_p$ (kPa)	65	51	41	36	68	78

$K_o^{oc}$	0,628	0,592	0,607	0,672	1,102	1,773
$K_o^{nc}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$\phi$ (degrés)	30	30	30	30	30	30
$\eta$	1	1	1	1	1	1

#### 4.4.3 Chargement

Le chargement consiste à simuler la réalisation d'un remblai sur ce sol. Le comportement du remblai est décrit par le modèle Mohr Coulomb. Les caractéristiques mécaniques du matériau sont regroupées dans le tableau 35.

Tableau 35 : Caractéristiques mécaniques du remblai

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi$ (degrés)	$\psi$ (degrés)
21	15000	0,25	500	30	30

Nous faisons un calcul avec 32 incréments de temps (de 0 à 6000 jours) avec une tolérance de convergence de 0,01.

Nous nous intéressons aux tassements du sol au cours du temps afin de comparer les résultats numériques avec les résultats expérimentaux en place.

#### 4.4.4 Analyse des résultats

Les déformations du modèle à 4040 jours mettent en évidence un poinçonnement du sol sous jacent (figure 4.45).



Figure 4.45 Déformée du remblai à 4040 jours

On compare dans la figure 4.46 les résultats numériques obtenus avec CESAR-LCPC des déformations verticales des tassomètres T4K0 (situé à l'intersection du profil longitudinal numéro 4 et du profil central K et à 0m de profondeur) et T0K0 (situé à l'intersection des profils 0 et K et à 0m de profondeur sous le remblai).

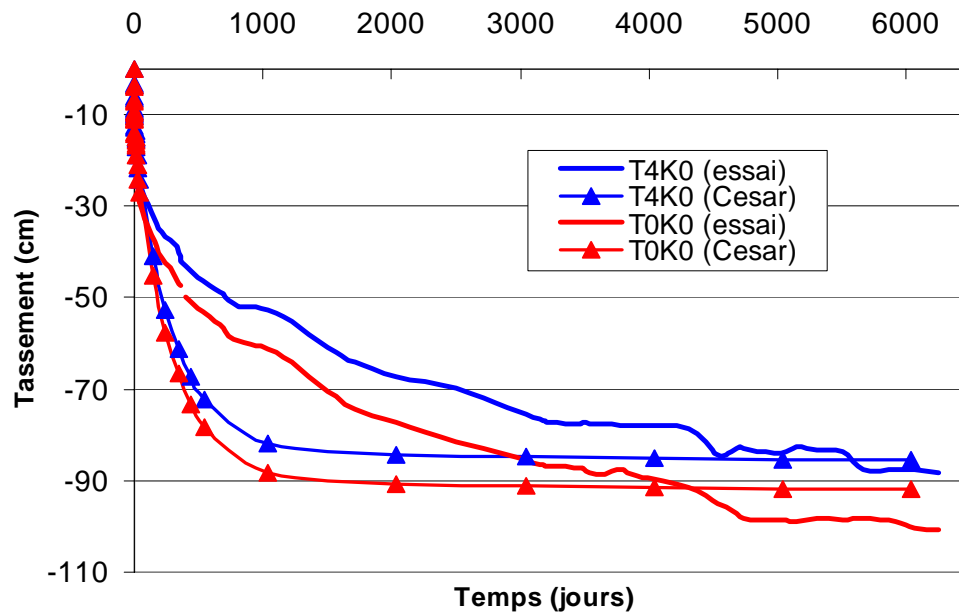


Figure 4.46 Comparaison des tassements obtenus expérimentalement et numériquement

On voit que, pour chaque tassomètre, les deux courbes ont la même allure et qu'elles sont quasiment confondues au départ. Cependant, la consolidation du sol tirée du calcul numérique est atteinte avant celle déduite du suivi de l'ouvrage. Cette différence est traduite par l'éloignement progressif des courbes temps-tassement à partir de 200 jours de temps écoulé avant leur rapprochement à partir de 3000 jours.

#### 4.4.4.1 Étude de la rotation des contraintes

Les résultats du calcul avec le modèle 2D à court terme (15 jours) et à long terme (4040 jours) nous permettent de tracer les isovaleurs d'angle de rotation des contraintes. Nous comparons par la suite les résultats obtenus avec les résultats obtenus en calcul élastique (Poulos *et al.*, 1974).

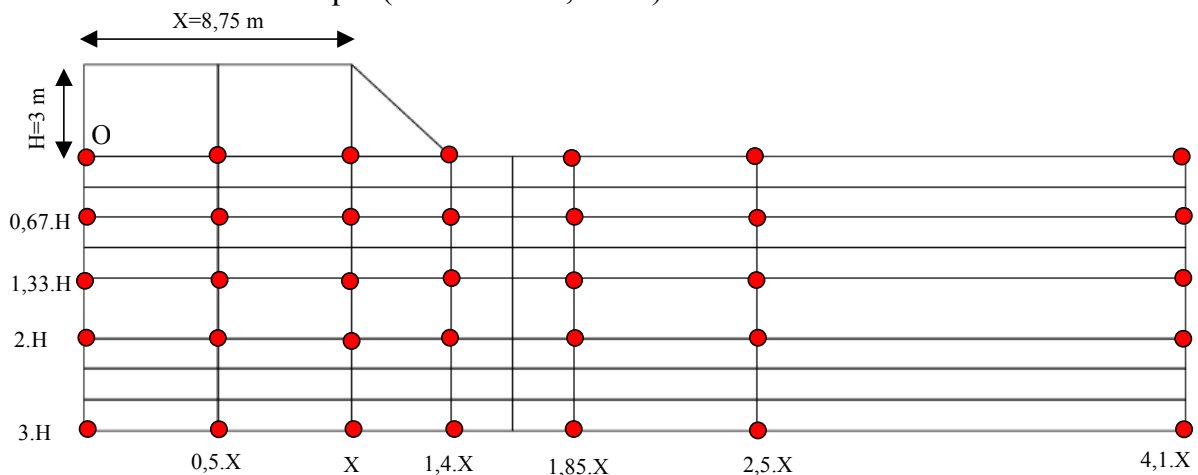


Figure 4.47 Nœuds étudiés pour tracer les isovaleurs de rotation des contraintes

Les figures 4.48, 4.49 et 4.50 représentent les isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes au sein du sol situé au dessous du remblai. H est la hauteur du remblai et X est la longueur définie sur la figure 4.47.

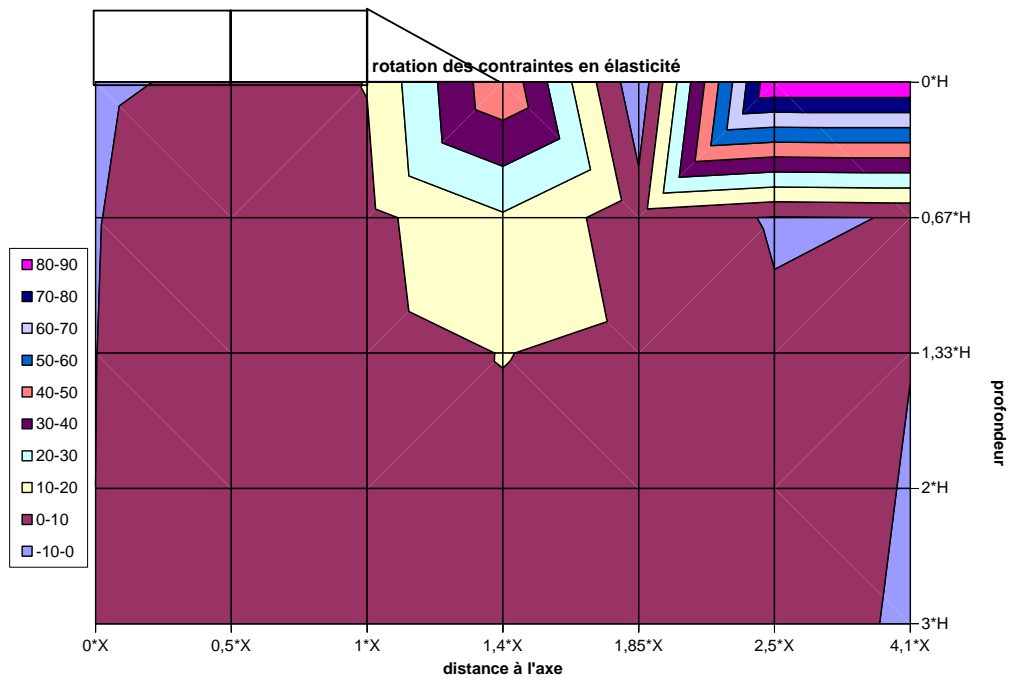


Figure 4.48 Isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes en élasticité

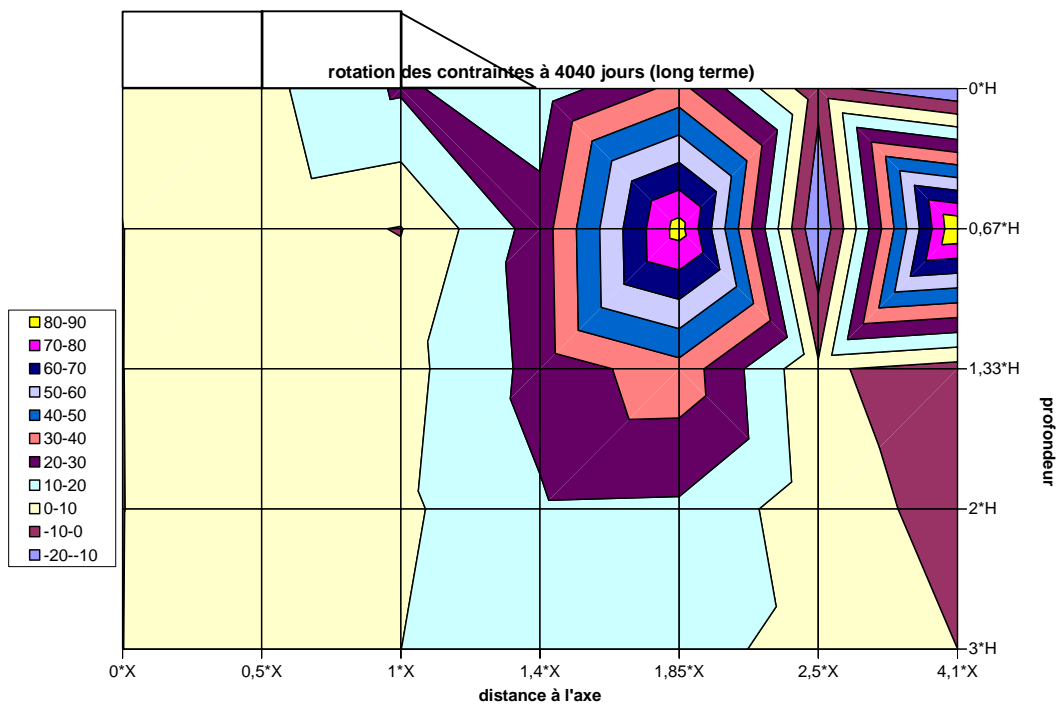


Figure 4.49 Isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes à long terme

On remarque que les rotations à long terme présentent de très grandes similitudes avec les résultats élastiques mais avec une pénétration en profondeur plus importante. Une conclusion similaire avait été tirée des observations sur la fondation superficielle. Par contre, comme on le voit sur la figure 4.50, la comparaison des isovaleurs de la rotation des contraintes en élasticité et à court terme n'est pas évidente. Une certaine similitude est constatée entre les deux graphes à l'exception des régions situées entre la surface du sol et 4 mètres de profondeur ( $1,33.H$ ) et distantes entre 12 et 16 mètres de l'axe du remblai ( $1,4.X-1,85.X$ ).

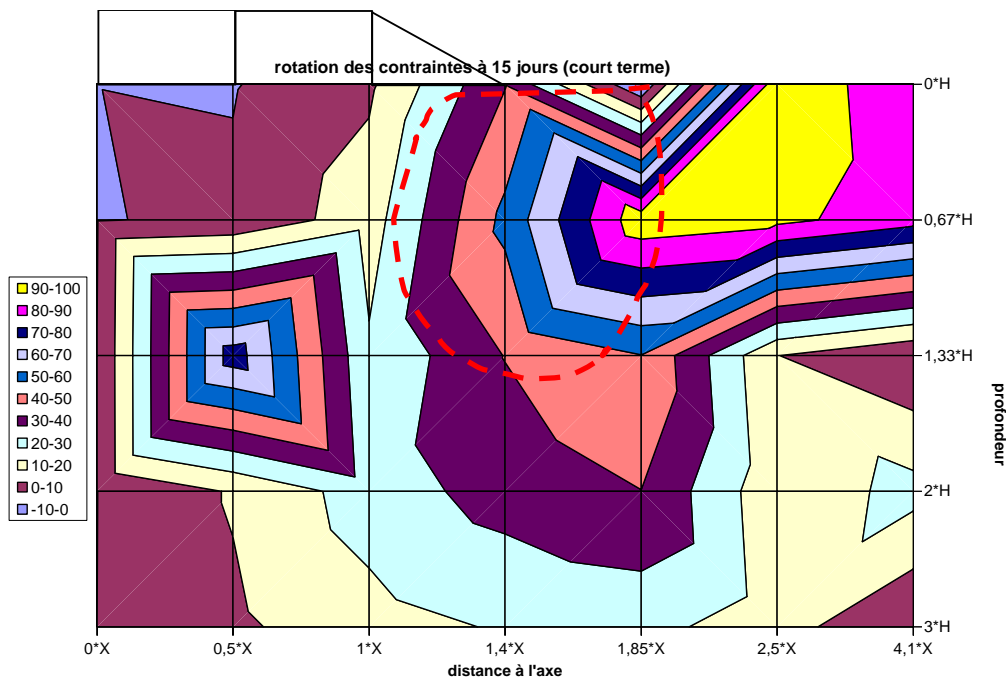


Figure 4.50 Isovaleurs de l'angle de rotation des contraintes à court terme

#### 4.4.4.2 Choix de la zone étudiée pour la rotation des contraintes

Comme pour l'étude précédente, nous allons observer le chemin de contraintes suivi par une zone particulière du massif. On choisit d'étudier les nœuds suivants : nœud 33 ( $x=13$  ;  $y=-1$ ), nœud 32 ( $x=14$  ;  $y=-1,5$ ) et nœud 36 ( $x=13$  ;  $y=-2$ ). Ils s'agit de différents nœuds du même élément rectangulaire. Cette zone est montrée sur la figure 4.51.

En effet, elle se situe à proximité de la bande de cisaillement et dans la zone de glissement le plus important, on peut donc y attendre des angles de rotations des contraintes importants.

#### 4.4.4.3 Evolution des contraintes principales en fonction du chargement

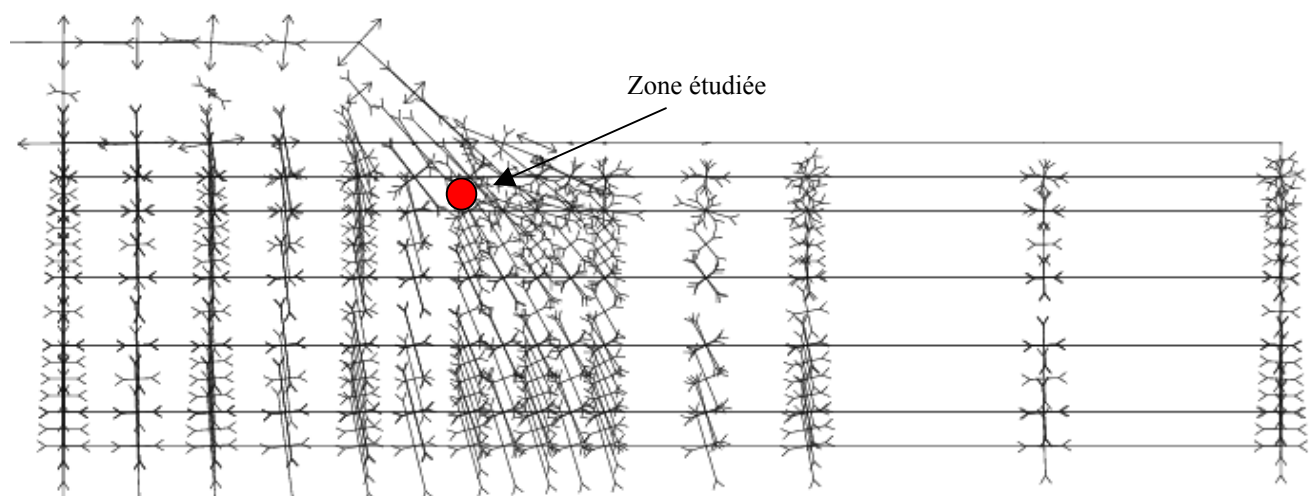


Figure 4.51 Zone étudiée et tracé des contraintes principales dans le remblai

Nous avons relevé les valeurs des contraintes octaédriques  $p$ ,  $q$  et  $\alpha$ , en fonction du chargement, pour les nœuds précédents, les résultats sont groupés sur les figures 4.52 et 4.53.

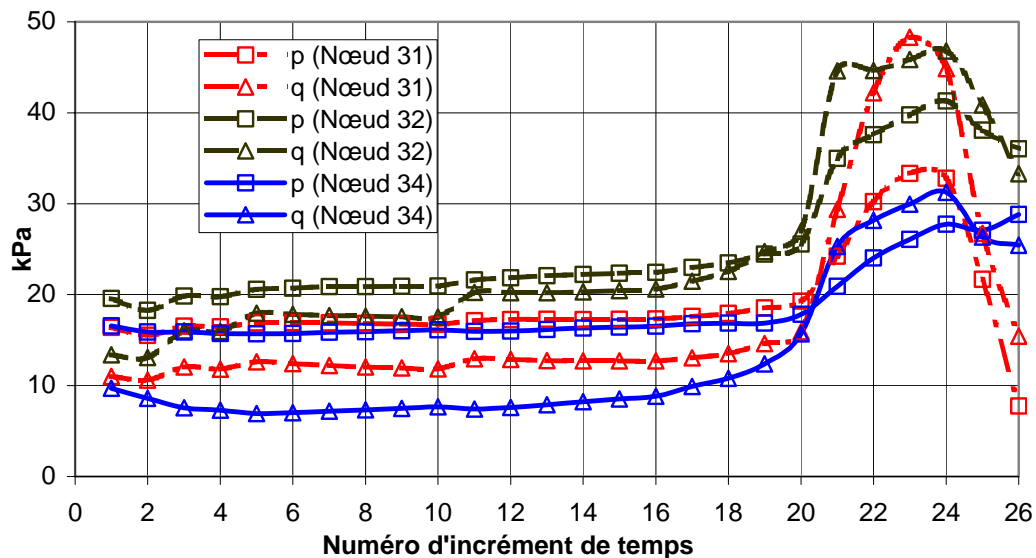


Figure 4.52 Évolution de  $p$  et  $q$  en fonction des incréments de temps

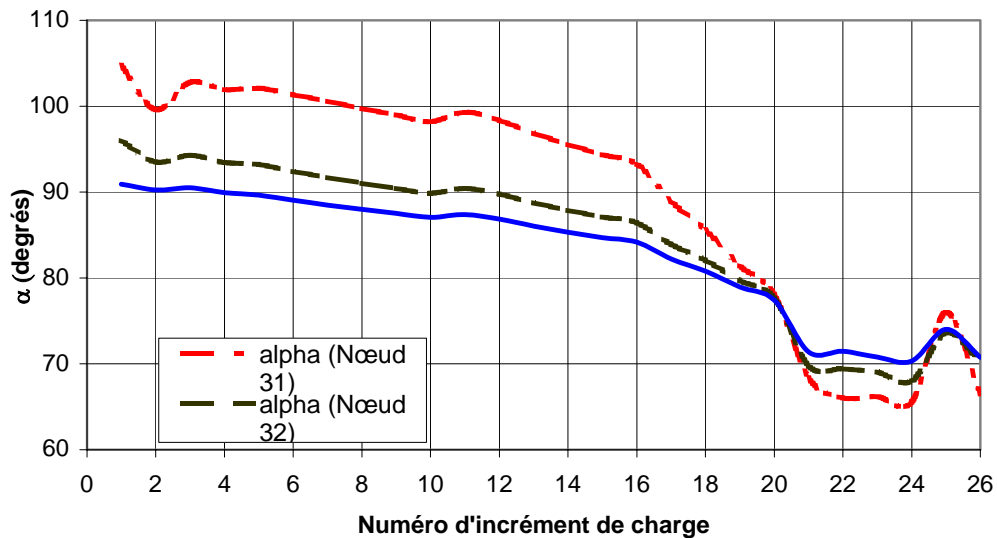


Figure 4.53 Évolution de  $\alpha$  en fonction des incréments de temps

Pour les trois nœuds étudiés, on remarque une diminution des valeurs de la rotation des contraintes en fonction du temps. Ces valeurs tendent à se stabiliser après 4000 jours écoulés.

#### 4.4.4.4 Obtention de la plasticité

Le logiciel indique que les nœuds 31 et 34 sont en plasticité à partir de l'incrément n°21. Le nœud 32 est plastifié à partir du 20<sup>ème</sup> incrément de temps.



#### 4.4.4.5 Comparaison des résultats et conclusion

Nous appliquons la même démarche que pour l'étude de la fondation. La surface de charge adoptée est celle de la loi Mélanie.

L'équation de la surface de charge pour le modèle Mélanie dans le plan (p, q) est :

$$A^2 \left( p \cdot \cos \theta + q \cdot \sin \theta - \frac{p'_0}{A \cdot C} \right)^2 + B^2 (q \cdot \cos \theta - p \cdot \sin \theta)^2 - \frac{p'_0}{C^2} = 0 \quad (4.4)$$

Avec :  $A = 2 \cdot (\sin \theta + \cos \theta)$ ,  $B^2 = A^2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \left( \frac{\frac{2}{A} - C \cdot \cos \theta}{C \cdot \sin^2 \theta} \right)$  et  $\tan \theta = \frac{1 + K_0}{1 - K_0}$

On introduit l'effet de l'angle de rotation des contraintes  $\alpha$  dans l'équation de la surface de charge à l'aide de l'équation de Jaky  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  et des corrélations constatées pour les sols argileux entre  $M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$  et  $\alpha$  ( $M = -1,21 \cdot 10^{-4} \cdot \alpha^2 + 0,017 \cdot \alpha + 1,287$ ).

*Obtention de la plasticité selon la modélisation avec CESAR LCPC :*

- nœud 31 : la plasticité est atteinte pour ( $\alpha=68,35$  degrés ;  $p=24,23$  kPa ;  $q=29,39$  kPa)
- nœud 32 : la plasticité est atteinte pour ( $\alpha=77,67$  degrés ;  $p=25,56$  kPa ;  $q=26,97$  kPa)
- nœud 34 : la plasticité est atteinte pour ( $\alpha=71,39$  degrés ;  $p=20,91$  kPa ;  $q=25,29$  kPa)

*Obtention de la plasticité d'après l'intersection entre les chemins de contrainte et la surface de charge tridimensionnelle ( $\alpha, p, q$ ) :*

- nœud 31 : la plasticité est atteinte au 22<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha=68,14$  degrés ;  $p=24,79$  kPa ;  $q=30,59$  kPa)
- nœud 32 : la plasticité est atteinte au 21<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha=76,68$  degrés ;  $p=26,74$  kPa ;  $q=29,17$  kPa)
- nœud 34 : la plasticité est atteinte au 24<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha=70,77$  degrés ;  $p=26,18$  kPa ;  $q=30,05$  kPa).

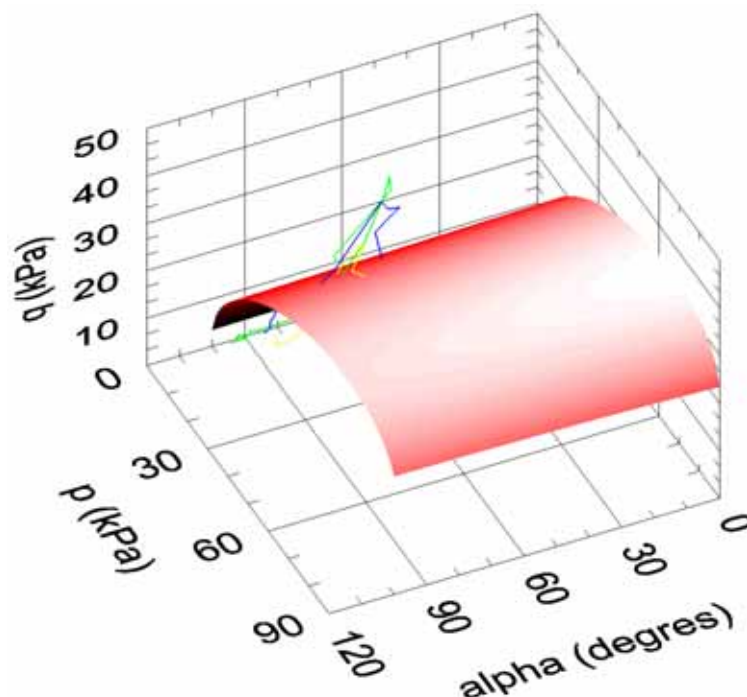


Figure 4.54 Intersection entre les chemins de contraintes et la surface de charge Mélanie

#### 4.4.5 Conclusion

Pour les nœuds 31, 32 et 34, la plasticité est atteinte plus tard dans le cas où on utilise la surface de charge tridimensionnelle ( $\alpha$ ,  $p$ ,  $q$ ). Ceci signifie que lorsqu'on ne tient pas compte de l'évolution de la surface de charge en fonction de  $\alpha$ , on détecte l'état de plasticité avant son apparition réelle. Les différences moyennes sur le déviateur maximum entre les deux calculs pour les nœuds 31, 32 et 34 sont respectivement de l'ordre de 4, 8 et 18%.

### 4.5 Etude numérique de parois moulées instrumentées sur le chantier de la « Trémie Pasteur »

Le projet pris comme référence de cette étude est l'ouvrage de soutènement de la « Trémie Pasteur » déjà présenté dans la partie expérimentale de ce rapport. La réalisation des écrans de soutènement s'effectue en deux phases que sont la réalisation de l'écran et l'excavation. La première phase entraîne en général des rotations locales générées par les différences de densités et de modules des matériaux. La phase suivante d'excavation est celle qui provoque le plus de rotations. Nous allons essayer d'abord de modéliser les différentes phases de construction de cet ouvrage. Nous comparons ensuite les résultats obtenus avec la loi d'élastoplasticité parfaite Mohr-Coulomb et les résultats expérimentaux. Nous étudierons après et d'une façon simplifiée, comme pour les deux ouvrages précédents, l'effet de la rotation des contraintes sur l'arrivée en plasticité de quelques points particuliers du sol.

#### 4.5.1 Description du projet

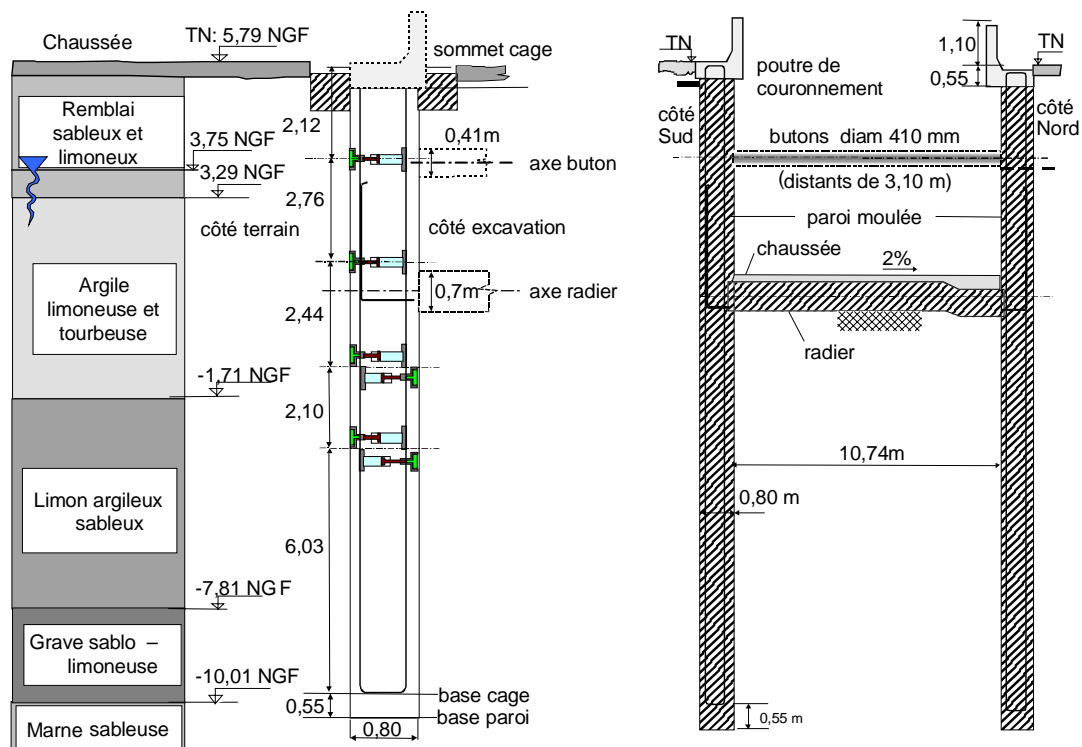
Le projet est une trémie routière qui fait partie de l'aménagement des voies urbaines du projet « TEOR » sur la commune de Rouen. Il constitue un passage souterrain de l'artère routière de façon de libérer le niveau de surface pour la construction de la ligne de train. Le trajet souterrain a une longueur d'environ 320 m et présente deux profils caractéristiques : une tranchée couverte dans la zone centrale de 158 m de longueur, et une tranchée ouverte aux deux extrémités, permettant l'interconnexion en surface avec les voies existantes.

La voie routière est réalisée à l'intérieur d'une trémie de protection en béton armé comportant :

- ◆ Deux parois moulées latérales assurant un rôle de soutènement. Leur hauteur varie de 5 m (aux deux extrémités de l'artère) à 16 m (dans la zone centrale) et leur épaisseur varie de 0,6 m à 0,8 m.
- ◆ Un radier rigide en béton armé avec une épaisseur qui varie de 0,45 m (aux deux extrémités) à 0,7 m (dans la zone centrale).
- ◆ Pendant la phase d'excavation jusqu'à la mise en service du radier, les deux parois moulées sont soutenues par des butons provisoires fixés entre les panneaux situés en vis-à-vis.

L'instrumentation de l'ouvrage a été réalisée par Soletanche-Bachy et les travaux d'expérimentation ont été effectués par le LCPC (Thèse de Duca, 2001).

La figure 4.55 présente la coupe en travers de l'ouvrage dans la zone d'expérimentation, ainsi que la répartition des sols et les cotes (le site expérimental est presque au niveau de la mer).



a. Coupe géotechnique et position des capteurs  
b. Coupe de l'ouvrage  
Figure 4.55 Coupe de l'ouvrage instrumenté. Position des capteurs. Coupe lithologique des terrains

L'instrumentation comprend six capteurs de pression totale mis en place par vérinage à l'interface entre le sol et la paroi moulée lors de sa construction. Les six capteurs ont été implantés suivant un seul profil de mesure. Ils ont été répartis suivant la profondeur de la paroi à quatre niveaux de mesure espacés d'une distance de 2 à 3 m (Figure 4.55). Quatre capteurs sont disposés à l'interface de la paroi avec le massif de sol soutenu et deux capteurs sont placés à l'interface de la paroi avec le sol côté opposé (fouille), aux mêmes profondeurs. Ce schéma d'implantation a été choisi à partir d'une analyse des distributions des pressions de sol sur l'ouvrage prévues par l'étude de projet. Les points de mesure ont été répartis suivant la profondeur dans la zone de la paroi où l'on attend des variations significatives des pressions entre les phases de réalisation de l'ouvrage. Par ailleurs, les capteurs ont été placés au-dessus du point d'effort tranchant nul de la paroi, de façon à pouvoir comparer la résultante des pressions mesurées avec l'effort de butonnage prévu en phase provisoire. L'instrumentation de la paroi a été complétée par le suivi des déplacements des deux parois (côté Sud et côté Nord de la tranchée) par des inclinomètres et des mesures au fil invar.

Pour le calcul numérique, on a retenu un profil en tranchée ouverte dans la zone Ouest de l'ouvrage, au voisinage de la zone centrale en tranchée couverte où l'étude prévoit des sollicitations importantes.

#### 4.5.2 Phases des travaux

Les principales phases de réalisation de l'ouvrage sont :

1. Réalisation des parois moulées,
2. préterrassement jusqu'au dessous de la cote de butonnage,
3. mise en place des butons,
4. terrassement jusqu'à la cote de fondation du radier,
5. coulage du radier,
6. dépose des butons après durcissement du radier en béton.

Dans les différentes phases, les paramètres à court terme et long terme ( $E_u$ ,  $\nu_u$ ,  $\phi_u$ ,  $C_u$  sauf pour le grave :  $\phi'$ ,  $C'$ ) rassemblés dans le tableau 36, ont été utilisés.

#### 4.5.3 Caractéristiques du sol

Les caractéristiques des différentes couches de sol tirées de la thèse de Duca, sont montrées dans le tableau 36.

Tableau 36 Caractéristiques des couches de sol

Nature	Niveau d'assise NGF (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	C (kPa)	$\phi$ (degrés)	$\psi$ (degrés)
Remblai	3,29	20,5	15038	0,45	55	0	0
Argile limoneuse	-1,71	16	3589	0,45	21	0	0
Limon argileux	-7,81	19,5	8797	0,45	40	0	0
Grave	-9,75	22	66644	0,45	0	35	0
Marne sableuse	---	22	218346	0,45	300	0	0

La valeur du coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  est prise égale à 0,5.

Les valeurs présentées ci-dessus sont des valeurs moyennes pour chaque couche, or nous avons constaté dans la partie expérimentale que, pour une même couche de sol, les caractéristiques mécaniques du matériau varient considérablement. C'était d'ailleurs en partie l'une des causes de la dispersion de nos résultats triaxiaux et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses. Pour le sol de Rouen, nos essais triaxiaux non drainés ont été effectués pour la grande majorité à une profondeur comprise entre 7 et 8 mètres de la surface, ce qui correspond ici dans le tableau 36 à la fin de la couche d'argile limoneuse et le début de la couche de limon argileux. Une comparaison rapide des caractéristiques de résistance de ces deux couches avec les résultats des essais triaxiaux non drainés de la première série d'essai sur le sol de Rouen montre une bonne concordance (figure 4.56). En effet, on constate d'après les cercles de Mohr non drainés une cohésion de 30 kPa qui est la moyenne des cohésions des deux couches et un angle de frottement faible de 10 degrés (proche de 0). Nous estimons alors que les valeurs validées de la cohésion de l'angle de frottement sont logiques.

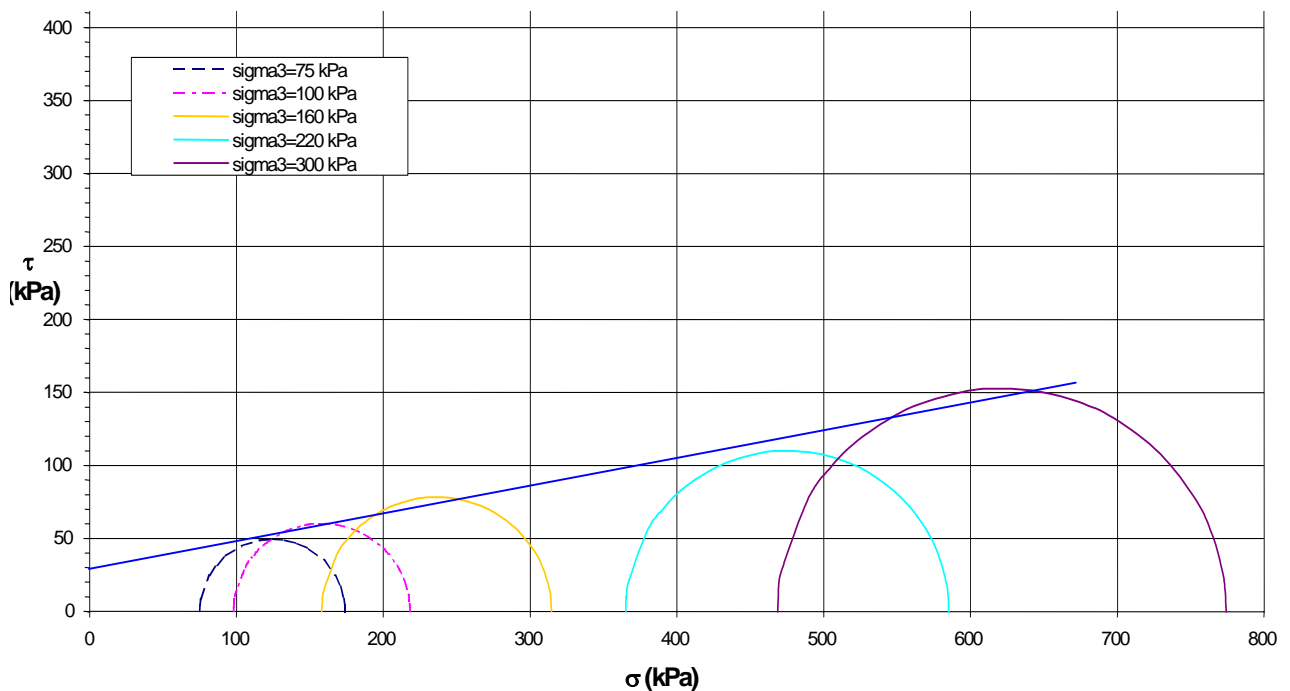


Figure 4.56 Cercles de Mohr pour les essais non drainés ( première série, Rouen)

Pour l'estimation du module de Young, nous utilisons la même démarche suivie pour la modélisation des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses. Nous prenons alors une valeur du module sécant à un taux de déformation de 2%. Nous trouvons une valeur moyenne pour la série de 8000 kPa (figure 4.57). Ce module est en parfaite concordance avec celui du tableau 36 utilisé pour la modélisation numérique.

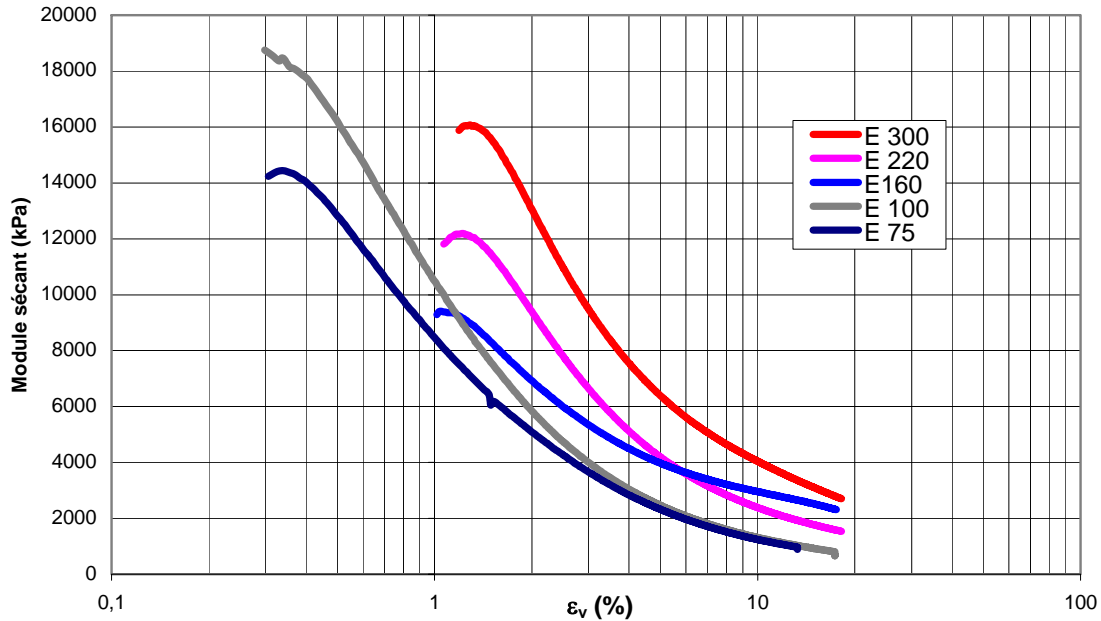


Figure 4.57 Évolution du module sécant en fonction de la déformation pour les essais de la première série

La paroi est haute de 16,29 m (côte tête +5,79 m et côte en pied -10,5 m) et épaisse de 0,8 m. Le buton a un module d'Young  $E = 5000000$  kPa, un coefficient de poisson  $\nu = 0,25$  et de poids volumique  $\gamma = 50$  kN/m<sup>3</sup>.

Le béton utilisé a les caractéristiques suivantes :  $E = 29200000$  kPa ;  $\nu = 0,25$  et  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>.

Les valeurs des paramètres de la paroi, des butons, du béton et du sol ont été validées par Sargentoni (Sargentoni, 2001) dans le cadre de la modélisation de ce même ouvrage avec le code de calcul PLAXIS. Une très bonne concordance avec les mesures expérimentaux a été constatée à l'issue de ses travaux. Nous allons essayer alors d'utiliser les mêmes paramètres pour simuler la construction et le chargement des écrans de la Trémie Pasteur.

#### 4.5.4 Maillage et préparation des calculs

Le maillage utilisé fait 80m de largeur et 35m de hauteur, il comporte 8545 nœuds et 4132 éléments triangulaires à six nœuds.

Le calcul est fait en déformations planes et on a bloqué les déplacements horizontaux des limites latérales ainsi que les déplacements verticaux et horizontaux de la limite inférieure.

Le modèle de comportement utilisé est un modèle élastoplastique parfait avec un critère Mohr-Coulomb et la tolérance de convergence des calculs est de 0,001.

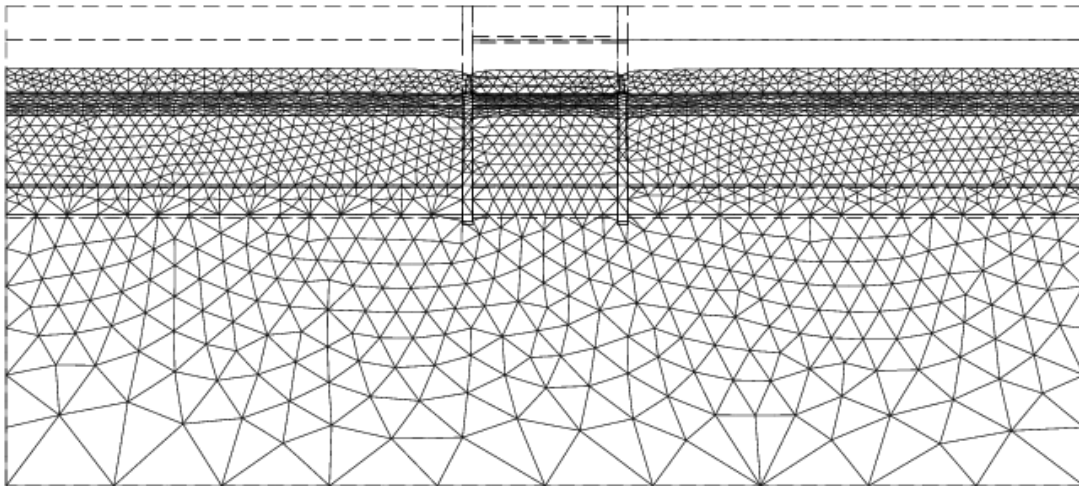
Les phases de calcul correspondent à l'ouvrage réel. Elles sont détaillées avec leurs noms de calcul dans le tableau suivant :

*Tableau 37 Différentes phases de calcul*

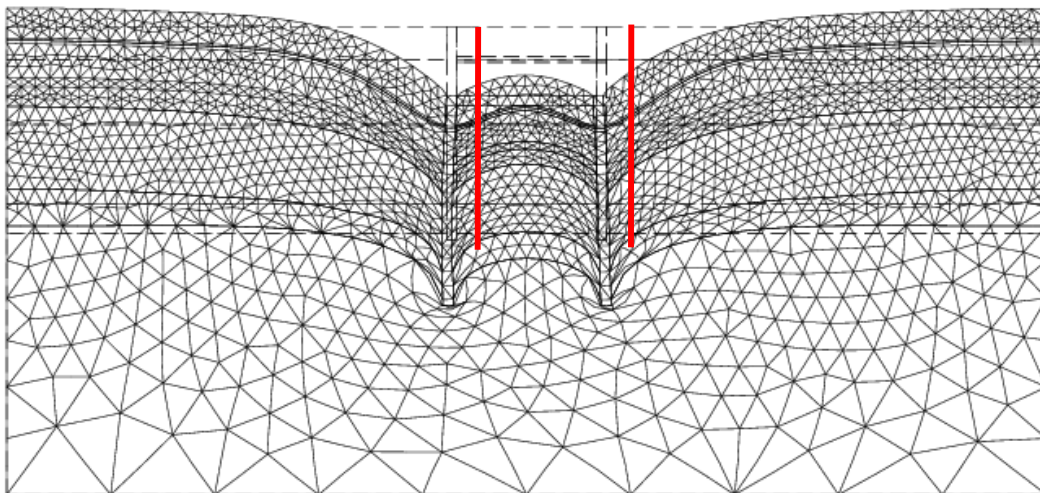
Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Etat initial des contraintes	Mise en place des écrans	Terrassement +3,25 NGF	Pose du bouton +3,25 NGF	Terrassement fond de fouille +0,14 NGF	Dépose du bouton
(ini)	(beton)	(ter1)	(buton)	(ter2)	(nobut)

#### 4.5.5 Calcul et résultats

Les déformées du maillage correspondant aux six phases de terrassement et de construction des écrans sont montrées sur les figures suivantes. Nous avons amplifié les déformations pour plus de visibilité.

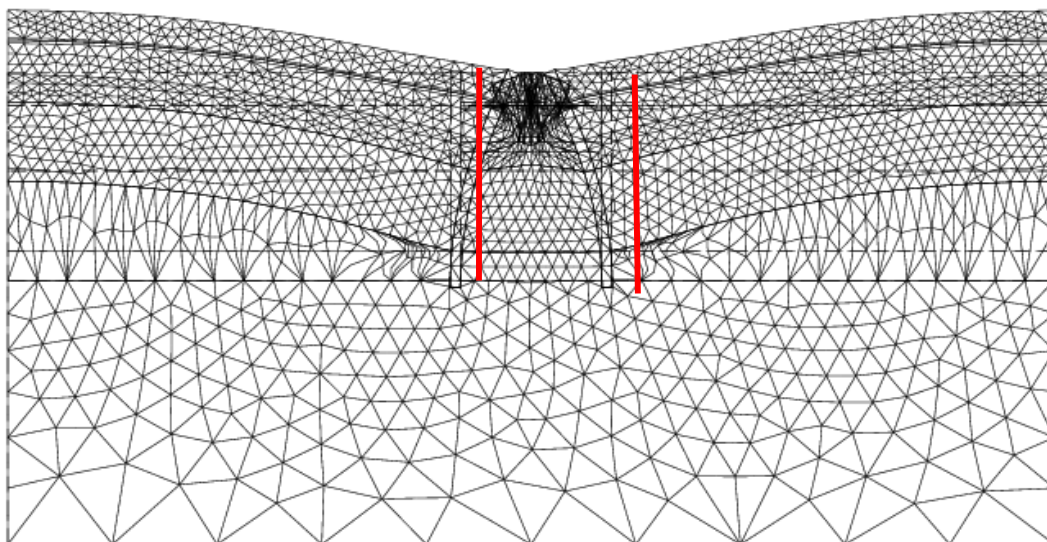


*Figure 4.58 Phase 0 : initialisation des contraintes (ini)*

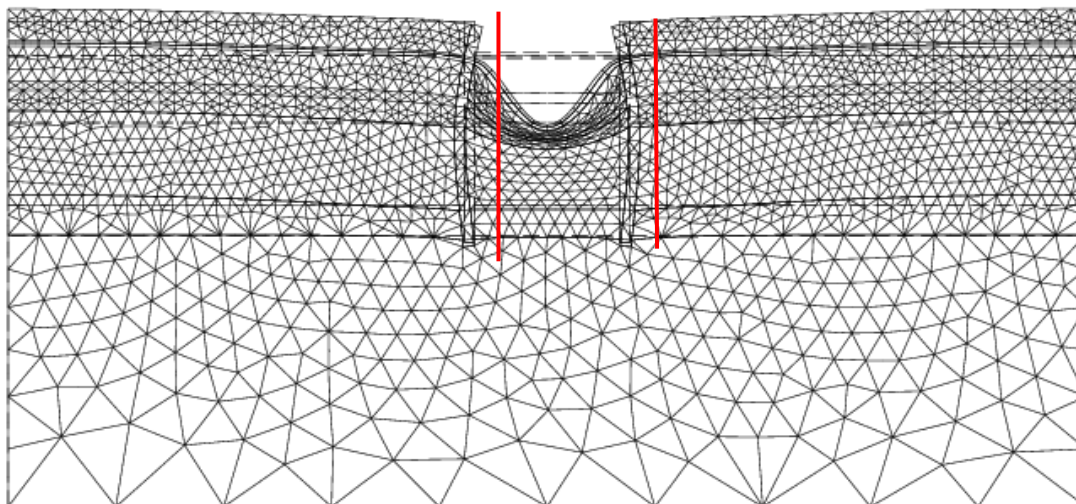


*Figure 4.59 Phase 1 : mise en place du béton des écrans (beton)*

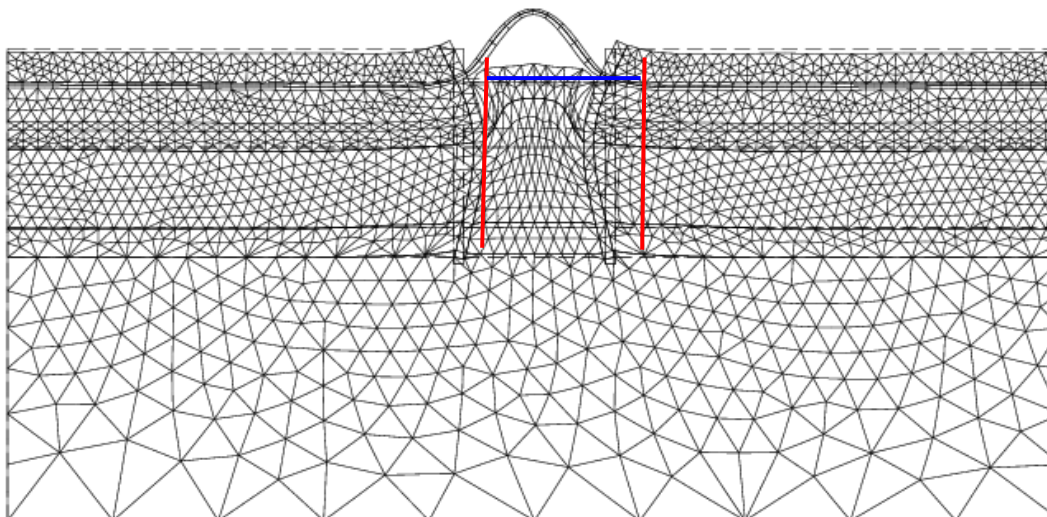




*Figure 4.60 Phase 2 : premier terrassement*

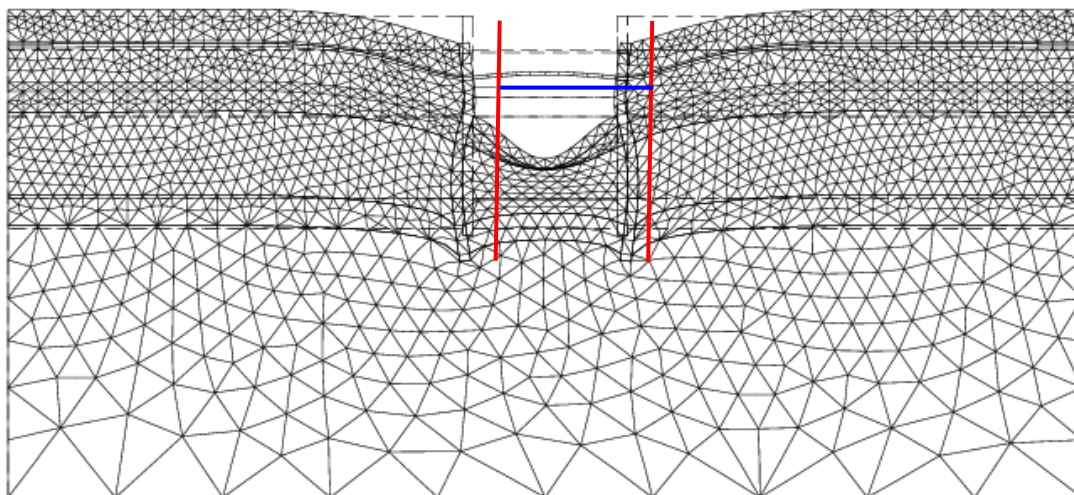


*Figure 4.61 Phase 3 : mise en place des boutons*

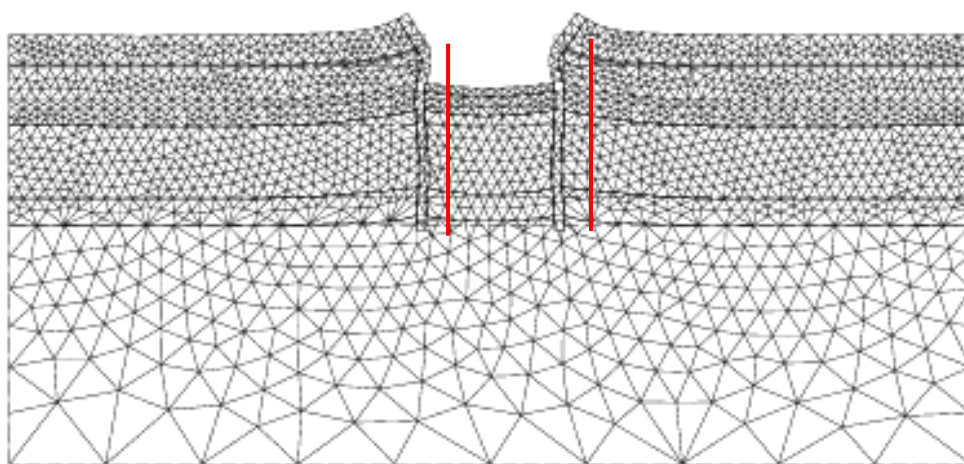


*Figure 4.62 Phase 4 : deuxième terrassement*





*Figure 4.63 Phase 5 : mise en place du radier*



*Figure 4.64 Phase 6 : dépose des boutons*

Les résultats numériques des déplacements horizontaux des écrans dans les trois phases principales sont comparés avec les mesures des tubes inclinométriques installés des deux côtés de la tranchée, au niveau des panneaux instrumentés. Ils sont rassemblés sur la figure 4.65.

Les déplacements sont des valeurs cumulées. La phase « ter1 » correspond au premier terrassement. On voit ici qu'on a un écart relativement grand de 9 mm entre les résultats numériques et les valeurs mesurées aux inclinomètres. Pour la phase « ter2 » qui correspond à toutes les phases jusqu'au deuxième terrassement on remarque aussi un écart de 7 mm avec les résultats expérimentaux. Cependant, pour le calcul « nobut » qui traduit la dépose des boutons ou l'état final, les résultats numériques et expérimentaux sont très proches. En effet, nous n'avons pas constaté de grands déplacements pour le deuxième terrassement. Cela peut être dû à la rigidité surestimée des boutons. Ces résultats relativement proches de la réalité sont dus sans doute au bon choix de paramètres déjà validés par Sargentoni (Sargentoni, 2001).

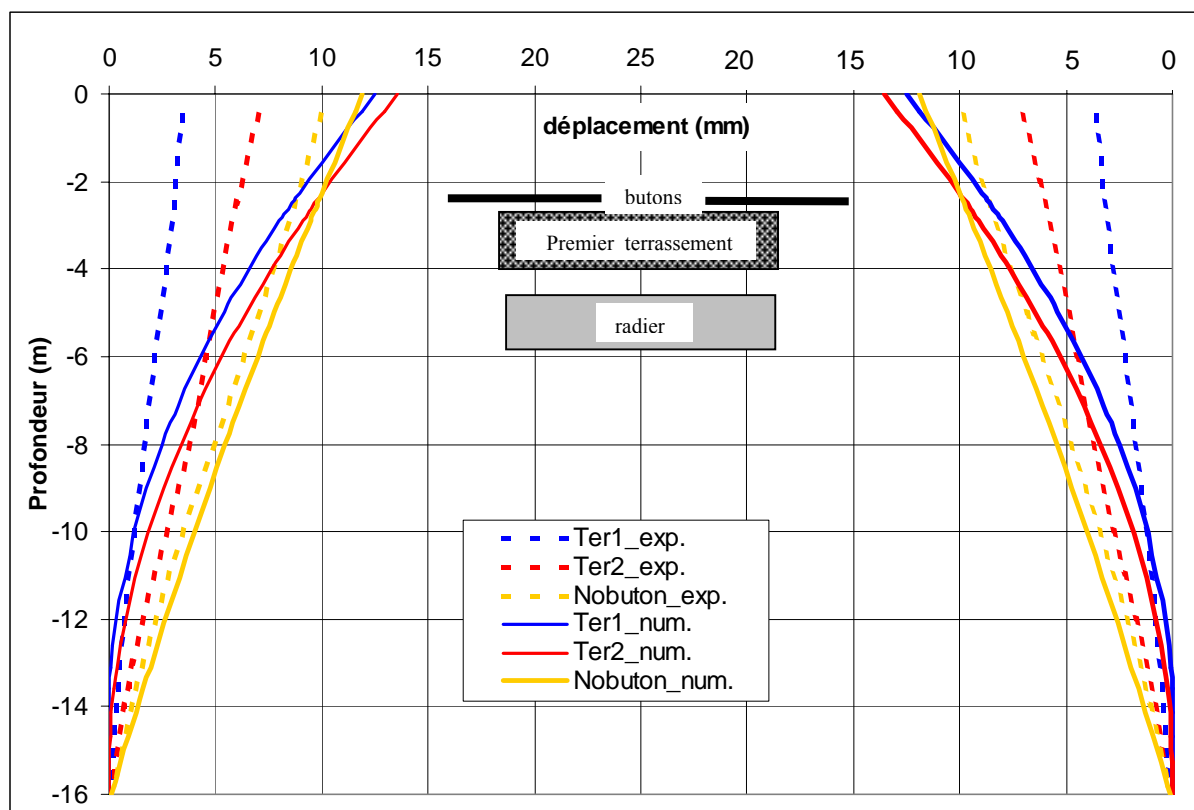


Figure 4.65 Comparaison des déplacements horizontaux du mur

Les pressions mesurées par les capteurs placés à l'interface du sol et de la paroi, aux différentes phases de la réalisation de la paroi et de la tranchée ainsi que les résultats numériques sont rassemblées sur les figures 4.66 et 4.67.

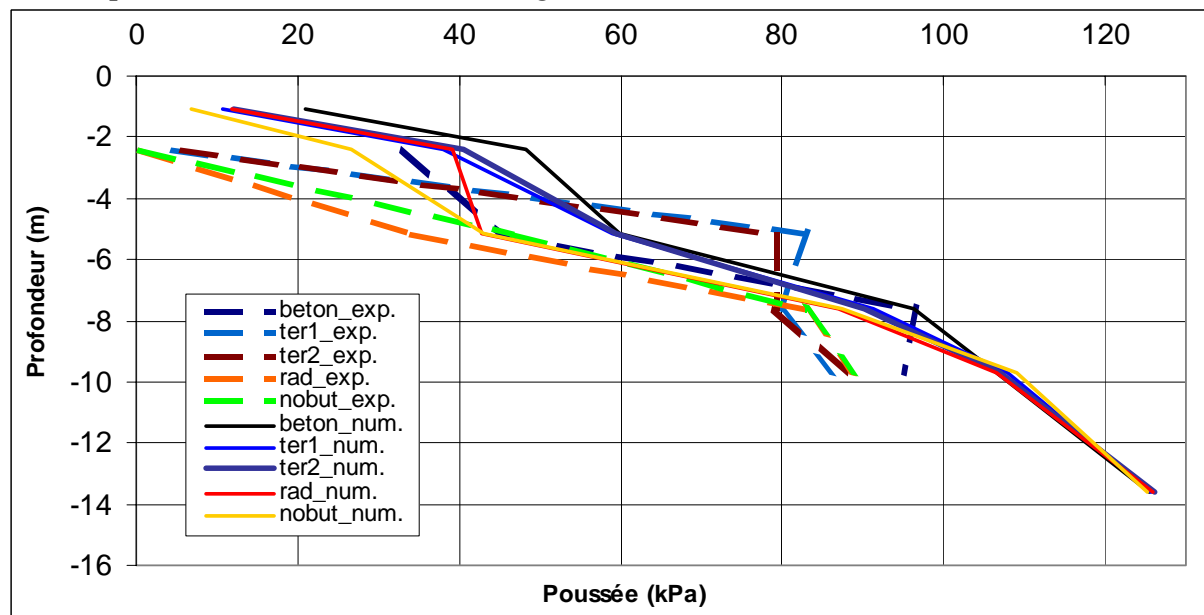


Figure 4.66 Comparaison des poussées exercées sur l'écran

Pour la poussée, il y a une très bonne approximation entre les pressions calculées par CESAR-LCPC et les pressions mesurées.

Du côté de la butée, nous constatons une même évolution des valeurs expérimentales et numériques. Cependant il y a un écart important. En effet, la mesure du capteur inférieur n'est pas fiable puisque dès le début ce capteur a présenté un décalage de zéro et un comportement différent des prévisions.

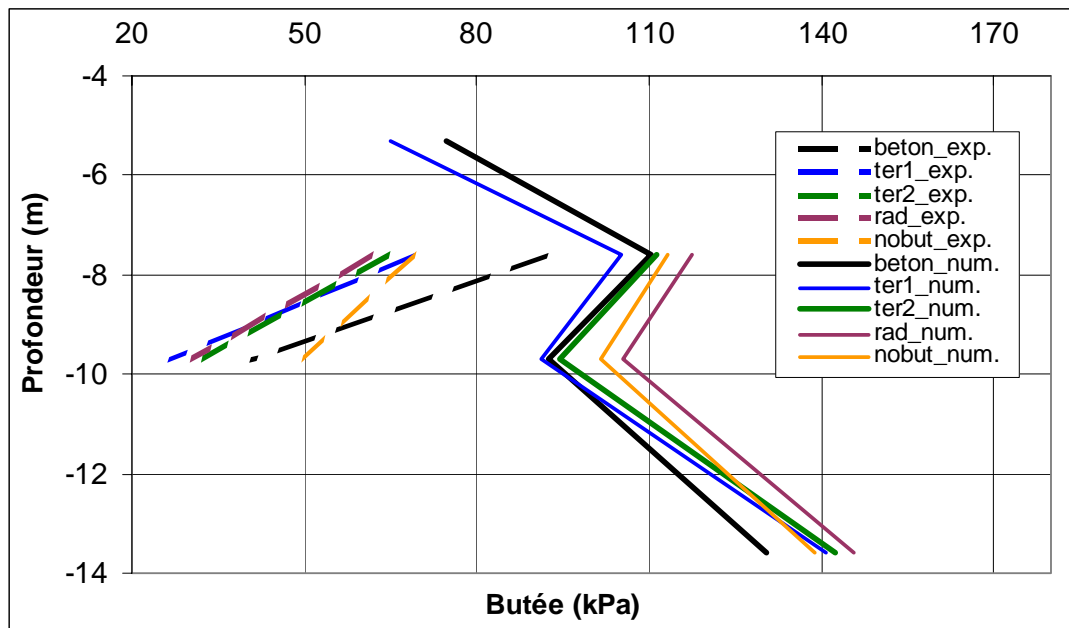


Figure 4.67 Comparaison des butées

#### 4.5.6 Etude de la rotation des contraintes

Pour étudier la rotation des contraintes, on applique, en dix incréments, une surcharge de 500 kPa uniformément répartie à la surface du sol et du radier (figure 4.68).

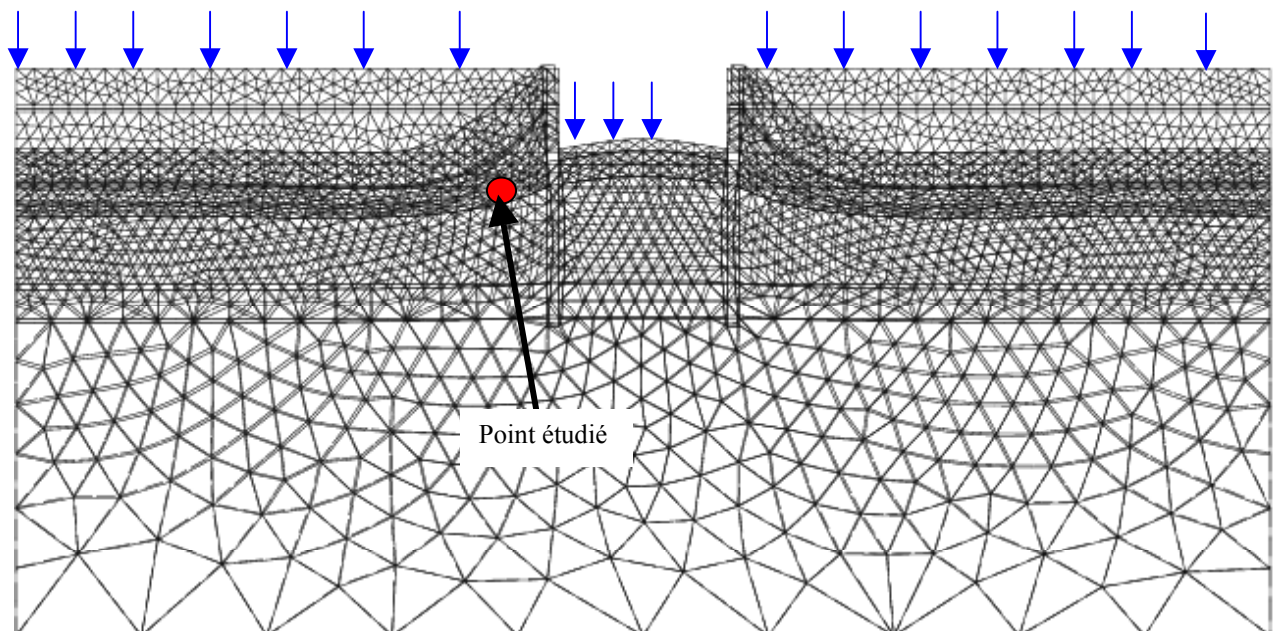


Figure 4.68 Déformée du maillage après chargement

On choisit d'étudier plus particulièrement une zone dans laquelle les rotations de contraintes sont importantes.

Dans le maillage, les nœuds correspondants, appartenant à l'élément numéro 3978, sont les nœuds sommets 5245, 5249 et 5276.

x étant la distance du centre du radier et y le niveau NGF.

#### 4.5.6.1 Evolution des contraintes principales et de l'angle $\alpha$ , en fonction du chargement

Les valeurs des contraintes principales et de l'angle  $\alpha$ , en fonction du chargement, pour les nœuds précédents sont montrées dans les figures 4.69 et 4.70.

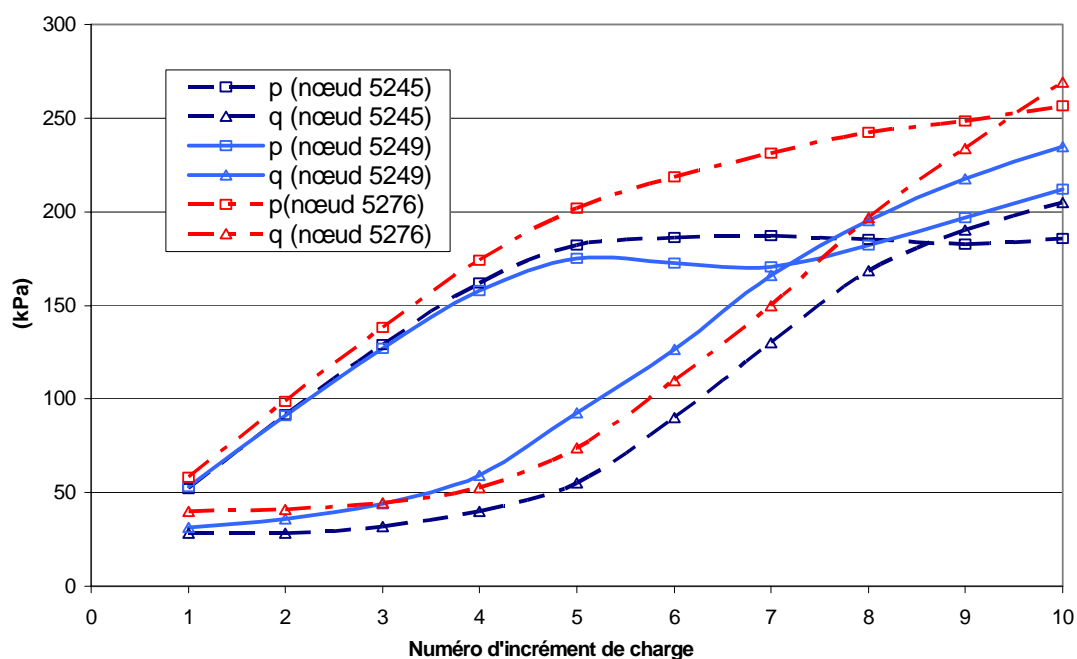


Figure 4.69 Évolution de la pression moyenne et du déviateur pour les nœuds étudiés

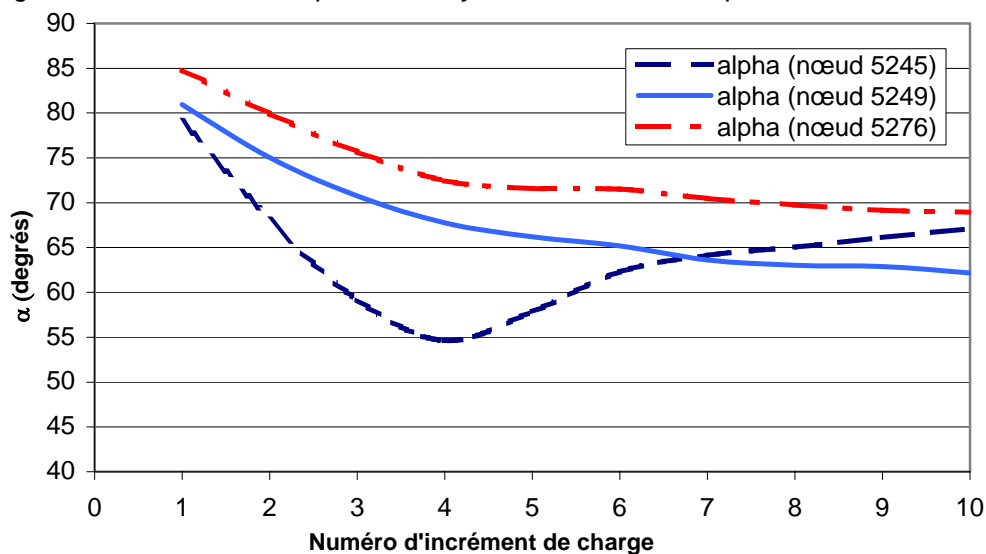


Figure 4.70 Évolution de l'angle de rotation des contraintes pour les nœuds étudiés

Les points 5245 et 5276 sont en plasticité à partir du 7<sup>ème</sup> incrément d'après CESAR-LCPC.

Le point 5249 est en plasticité à partir du 6<sup>ème</sup> incrément.

#### 4.5.6.2 Surface de charge tridimensionnelle

Comme pour les deux ouvrages étudiés précédemment, on procède à la détermination d'une nouvelle surface de charge inspirée du critère de Mohr Coulomb et qui tient en compte d'une manière simplifiée de la rotation des contraintes principales. Pour cela, nous introduisons les relations déduites de la bibliographie et de nos essais sur le sol d'Almere entre les paramètres  $M$  et  $\alpha$  dans l'équation de la surface de charge. Nous n'avons pas utilisé la relation  $(M, \alpha)$  trouvée pour le sol de Rouen du fait du faible nombre d'essais triaxiaux sur éprouvettes cylindrique creuses effectués (voir le paragraphe 3.3.9, page 211).

*a- Calcul de la surface de charge dans l'espace  $(p, q, \alpha)$*

L'équation de la surface de charge du modèle Mohr-Coulomb dans l'espace  $(p, q)$  est :

$$q = M.p' + C, \text{ où } M = -1,21.10^{-4}.\alpha^2 + 0,017.\alpha + 1,287 \quad (4.5)$$

(courbe moyenne des corrélations linéaires effectuées pour les argiles).

Par définition,  $M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$  et  $C = \frac{6 \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} . c$  ; et on a  $\cos \varphi = \sqrt{1 - \sin^2 \varphi}$ .

Il suffit donc de substituer pour obtenir la valeur de  $C$  en fonction de  $\varphi$  :

$$C = 2. \frac{\sqrt{1 - \left( \frac{3M}{6 + M} \right)^2}}{1 - \frac{M}{6 + M}} . c \quad (4.6)$$

$c$  étant la cohésion du sol et  $\varphi$  l'angle de frottement interne.

*b- Représentation graphique*

Traçons la surface de charge calculée précédemment et les chemins de contraintes étudiés dans l'espace  $(p, q, \alpha)$ .



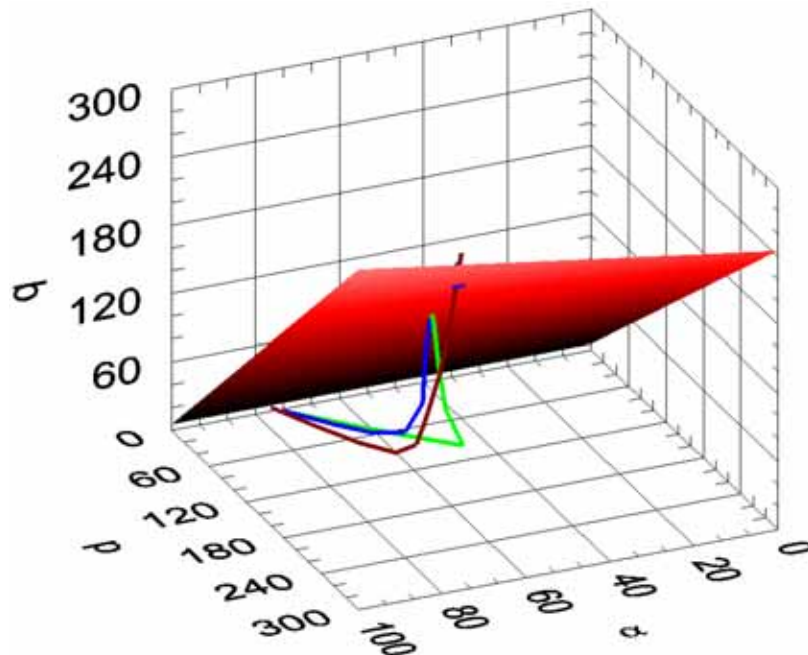


Figure 4.71 Représentation tridimensionnelle de la surface de charge et des chemins de contrainte

#### c- Comparaison des résultats

L'obtention de la plasticité selon la modélisation avec CESAR-LCPC pour les nœuds étudiés est la suivante :

- Nœud 5245 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 64,15^\circ$  ;  $p = 187,2$  kPa ;  $q = 130,02$  kPa)
- Nœud 5249 : la plasticité est atteinte au 6<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 65,2^\circ$  ;  $p = 172,34$  kPa ;  $q = 126,46$  kPa)
- Nœud 5276 : la plasticité est atteinte au 7<sup>ème</sup> incrément pour ( $\alpha = 70,47^\circ$  ;  $p = 231,22$  kPa ;  $q = 149,83$  kPa)

Ci dessous, les détails de l'obtention de la plasticité d'après l'intersection entre les chemins de contrainte et la surface de charge tridimensionnelle de Mohr-Coulomb ( $p$ ,  $q$ ,  $\alpha$ ).

Nœud 5245 : La plasticité est atteinte au 9<sup>ème</sup> incrément pour :  
( $\alpha = 66,25^\circ$  ;  $p = 182,94$  kPa ;  $q = 191,83$  kPa)

Nœud 5249 : la plasticité est atteinte au 8<sup>ème</sup> incrément :  
( $\alpha = 63,18^\circ$  ;  $p = 179,37$  kPa ;  $q = 187,79$  kPa)

Nœud 5276 : la plasticité est atteinte au 9<sup>ème</sup> incrément :  
( $\alpha = 69,04^\circ$  ;  $p = 252,1$  kPa ;  $q = 249,53$  kPa)

### 4.5.7 Conclusion

Pour les nœuds étudiés, si on utilise la surface de charge tridimensionnelle ( $p, q, \alpha$ ), la plasticité est atteinte plus tard que si l'on utilise le critère de rupture bidimensionnel de CESAR-LCPC. Ceci signifie que lorsqu'on ne tient pas compte de l'évolution de la surface de charge en fonction de la rotation des contraintes  $\alpha$ , on détecte l'état de plasticité avant son apparition réelle.

## 4.6 Synthèse et conclusions

Dans ce chapitre, nous avons essayé d'étudier numériquement l'effet de la prise en compte de la rotation des contraintes principales sur le comportement de trois ouvrages types du génie civil. Nous constatons que l'intégration «simplifiée» de ce phénomène dans les lois de comportement peut avoir un effet sur l'atteinte de la plasticité du sol. Notre travail de comparaison est basé sur l'évolution de l'angle de frottement interne des sols en fonction de la rotation des contraintes tirée de nos essais et de la bibliographie. Ces relations diffèrent d'un auteur à un autre suivant la nature du sol étudié et le type d'essai effectué et elles semblent parfois contradictoires. Pour nos calculs nous avons tiré de la bibliographie une relation qui est en cohérence avec les résultats de nos essais sur l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses sur le sol d'Almère. Le programme d'essais effectués sur ce sol est plus complet que celui effectué sur les sols de Guiche et de Rouen. L'approche que nous avons adoptée pour la comparaison des résultats de CESAR-LCPC, qui ne prend pas en compte l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la rotation des contraintes, avec les surfaces de charge tridimensionnelles que nous avons modifiées, mérite plus de réflexions et d'études expérimentales pour la valider définitivement. Cependant, l'effet de la rotation des contraintes sur l'atteinte de plasticité des sols est évident au regard du changement d'allure de la surface de charge tridimensionnelle.

Il est essentiel de noter que nos résultats dépendent aussi de la pression de préconsolidation des sols. En effet, CESAR-LCPC ne propose pas une évolution de la pression avec la profondeur. Nous avons adopté pour notre travail des pressions de préconsolidation égales au poids total du sol étudié afin d'éviter d'avoir des zones sous-consolidées.

Pour les ouvrages étudiés, nous avons trouvé que la plasticité est atteinte plus tard dans le cas où on utilise la surface de charge tridimensionnelle ( $\alpha, p, q$ ).

Ceci signifie que lorsqu'on ne tient pas compte de l'évolution de la surface de charge en fonction de  $\alpha$ , on détecte l'état de plasticité avant son apparition réelle. Les résultats de la simulation numérique de la réponse d'un sol ou d'un ouvrage à l'aide du logiciel CESAR-LCPC donnent alors un coefficient de sécurité plus important.

## **Conclusion générale**



## Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons pu constater, au travers de nombreuses publications, que l'effet de la rotation des contraintes a été plus ou moins bien traité pour les sables et les sols fins reconstitués mais qu'il est moins bien cerné pour les sols naturels et plus particulièrement les argiles naturelles. Nous avons rassemblé le plus possible d'informations et de détails sur les études expérimentales effectuées sur les argiles ainsi que sur certains types de sable, afin de couvrir les aspects essentiels du comportement des géomatériaux. Nous avons constaté que l'étude des effets de la réorientation des directions principales des contraintes nécessite la réalisation d'essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses permettant de contrôler les rotations des axes principaux et les valeurs des contraintes principales mineure, majeure et intermédiaire d'une façon presque homogène. Les autres méthodes expérimentales recèlent souvent bon nombre de limitations liées à des imperfections comme l'absence de maîtrise de la rotation des contraintes, les problèmes d'uniformité des contraintes et des déformations et la difficulté d'imposer une variété de chemins de contraintes.

Nous avons d'abord contribué au développement de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC en apportant des modifications au niveau du pilotage et de la précision de mesures, en ajoutant des capteurs au système et en améliorant les programmes de pilotage afin d'obtenir un meilleur suivi des programmes d'essais élaborés. La modification de certaines pièces de la cellule nous a permis également d'augmenter l'éventail des chemins de contraintes qu'il est possible d'imposer à l'éprouvette. Ainsi, des essais appliquant des pressions intérieure et extérieure différentes à l'éprouvette peuvent être effectués et le contrôle de la rotation des contraintes ainsi que de la position de la contrainte principale intermédiaire est possible.

Sans récapituler toutes les conclusions des différents chapitres de ce mémoire, nous pouvons en résumer les points importants.

La variation de l'angle de frottement interne en fonction de la rotation des contraintes principales et de la contrainte principale intermédiaire dépend du sol étudié. Les résultats d'essais sur l'argile de Guiche, qui a servi à valider les programmes de pilotage et à tester la capacité de l'appareillage à suivre des chemins de contraintes compliqués, ne permettent pas de tirer des conclusions précises.

Les essais réalisés sur l'argile sableuse de Rouen étaient destinés à l'amélioration de l'appareillage, afin d'effectuer des essais drainés et des essais non drainés. Ces essais peu nombreux donnent des résultats pas concordant avec ceux de la bibliographie.

Par contre, le sol d'Almere a subi une série d'essais plus complète que les deux autres sols. Cette série a comporté des essais à différentes pressions moyennes et à différentes valeurs de rotation de contraintes et de contrainte principale intermédiaire. Nous constatons pour ce sol une évolution similaire à celle constatée dans la bibliographie. Cependant l'évolution de l'angle de frottement en fonction du paramètre  $b$  ne concorde pas avec les travaux des chercheurs détaillés dans la partie bibliographique. Nous obtenons des angles de frottement relativement faibles dans les essais triaxiaux sur

éprouvettes cylindriques creuses. La rupture des éprouvettes cylindriques creuses est souvent atteinte plus tôt que dans les essais de compression à l'appareil triaxial classique.

Un autre aspect important est l'effet de la consolidation sur le comportement du sol lors des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses. Nous avons pu remarquer qu'un sol argileux très compressible comme le sol d'Almere expulse une grande quantité d'eau pendant la phase de consolidation sous 50 ou 100 kPa de pression de confinement, ce qui entraîne un changement de sa structure et met en évidence quelques limitations de l'appareillage. En fait, une forte compressibilité entraîne une diminution importante de la taille de l'éprouvette, ce qui provoque parfois un contact précoce entre le piston de la presse et le capteur des déformations radiales à l'intérieur du cylindre creux de matériau. On peut atténuer les effets de ce phénomène en imposant des pressions de confinement moins importantes et ciblées autour de la pression moyenne en place.

Dans la dernière partie de ce rapport, nous avons proposé quelques modifications de la loi de comportement de « Cam-Clay modifiée » et du critère de Mohr-Coulomb. Ces modèles, dans leur application actuelle, ne tiennent pas compte de l'effet de la rotation des contraintes principales ni de l'influence de la contrainte principale intermédiaire sur les résultats d'essais, faute de connaissance complète des propriétés mécaniques des sols.

Nous avons effectué des modélisations numériques de l'essai de torsion et des calculs de trois types d'ouvrages. Les résultats montrent que la surface de charge est atteinte plus tard si l'on prend en compte la variation du critère avec la rotation des contraintes. Nous avons calé le modèle rhéologique proposé à partir de résultats d'essais extraits de la bibliographie et des essais sur l'argile d'Almere.

Ce travail nous a permis de maîtriser la technologie d'essais sophistiqués développée au LCPC ainsi que les essais plus classiques utilisés dans les entreprises. La participation aux campagnes de prélèvement nous a permis de suivre la quasi-totalité de l'étude géotechnique complète d'un sol argileux. Les difficultés et les problèmes rencontrés au cours de cette étude nous conduisent à proposer quelques orientations pour poursuivre cette recherche et obtenir des réponses plus complètes.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons effectué des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques creuses en compression et en extension pures ainsi qu'en déformations planes ( $b=0,5$ ). Il nous semble important de poursuivre l'exécution de tels essais avec différentes valeurs de  $b$  et suivant plusieurs orientations des directions principales des contraintes afin d'avoir plus d'informations sur l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la position de la contrainte principale intermédiaire. Ces nouveaux essais devraient être réalisés en priorité sur le sol de Rouen, où une comparaison avec le comportement des écrans de soutènement instrumentés de la Trémie Pasteur pourra être envisagée.

D'autres essais sur des types de sols naturels différents, comme les sols en provenance des sites d'Harfleur ou de Pernis, sont aussi à effectuer afin de mener des investigations complémentaires pour faire apparaître l'influence de la nature du matériau et du degré d'anisotropie sur les effets de la rotation des contraintes principales.

La comparaison des résultats des essais de torsion avec des essais sur éprouvettes parallélépipédiques dans l'appareil biaxial du LCPC est aussi une perspective possible pour compléter cette étude.

Enfin, l'intégration de la pression de préconsolidation comme paramètre variant avec la profondeur dans CESAR-LCPC nous semble essentielle afin d'identifier avec plus de précision les zones de plasticité du sol. Cette amélioration permettra d'effectuer des calculs plus détaillés sur des ouvrages connus et pourra révéler plus précisément l'évolution de la surface d'état limite en fonction de la rotation des contraintes.

## **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- Akou Y. (1995). Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles, thèse de Doctorat ENPC
- Amar S., Baguelin F., Franck R., Jézéquel J.F. (1978). L'autoforage et les caractéristiques des sols en place, Congrès AIGI Madrid, 1 Sect. 2, 7-16
- Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1984). Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, Annales de l'I.T.B.T.P. , 189, 91-9,
- Amar S., Canepa Y. (2001). Fondations superficielles - Étude expérimentale sous charges statiques et cycliques, 15<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Istanbul, 641-644
- Arthur J.R.F., Chua K.S., Dunstan T. (1977/a). Induced anisotropy in a sand, Géotechnique 27 (1) 13-30
- Arthur J.R.F., Dunstan T., Al-Ani QAJL., Assadi A. (1977/b). Plastic deformation and failure in granular media, Géotechnique, 27 (1), 53-74
- Arthur J.R.F., Robin J., Chua K.S., Rodriguez (1980). Principal stress rotation : a missing parameter, J. of Geot. Engng. Div. Proc., American Society of Civil Engineering, N° GT4, pp. 419-433
- Atkinson J.H., Sällfors G. (1991). Experimental determination of soil properties, 10<sup>ème</sup> ECSMFE Firenze, 3, 915-956
- Baguelin F., Jézéquel J. (1973). Le pressiomètre autoforeur, Suppl. Bull. LPC, Paris, 67, 9-30
- Baguelin F., Jézéquel J. (1975). Further insights on the self-boring technique developed in France, In situ measurement of soil properties, Rayleigh, American Society of Civil Engineering ASCE, (1), 231-243
- Baguelin F., Jézéquel J., Le Mehauté A. (1976). Mesure des caractéristiques des sols par autoforage, Bull. Liaison LPC – 81, janv.-fév. 1976 – Réf. 1759, pp.63-72
- Baguelin F., Jézéquel J. (1977). Le pénétromètre latéral autoforeur, 9<sup>ème</sup> Cong. Int. ISMFE, Tokyo, 1, 27-30
- Balla A. (1960) Stress conditions in triaxial compression, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineering ASCE, vol SM6, N° 12 pp. 57-111
- Baligh M.M. (1985). Strain path method, Journal Geo. Eng. Div., American Society of Civil Engineering ASCE, 111 GT9, 1108-1136
- Baligh M.M., Azzouz A.S., Chin C.T.(1987). Disturbance due to ideal tube sampling, Journal Geo. Eng. Div., American Society of Civil Engineering ASCE, 113 GT7, 739-757
- Barden L.P., Mc Dermott (1965). The use of free ends in triaxial testing of clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations, American Society of Civil Engineering ASCE, vol. 91, N° SM6
- Bescond B., Serratrice J.F. (1986). Comportement mécanique d'une marne en compression et en extension Fiche programme 1.06.53.3
- Biarez J. (1962). Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents, thèse de doctorat d'état, Institut de mécanique de Grenoble
- Biarez J., Hicher P.Y. (1994). Elementary mechanics of soil behaviour, saturated remoulded soils, Balkema Rotterdam, 207 pages
- Bigot G, Blivet J.C. (1996). Prélèvement des sols et des roches, Bull. LPC, Paris, N° 204, pp. 113-117
- Bishop A.W., Henkel D.J. (1952). The triaxial test. Edward Arnold Eds. London, 228 pages
- Bishop A.W., Henkel D.J. (1957). The measurement of soil properties in the triaxial test, second edition, Edward Arnold Ed., 228 pages

- Bishop A.W., Henkel D.J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold Publishers Ltd, London, 228 pages
- Bishop A.W. Wood (1966). The strength of soils as engineering materials, 6<sup>th</sup> Rankine Lecture, Géotechnique, vol. 16, N° 2, London pp. 89-130
- Bishop A.W., Green G.E., Garga V.K., Andersen A. and Brown J.D. (1971). A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, Géotechnique 21, 273-328.
- Bjerrum L., Landva A. (1966). Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay, Géotechnique 16, 2-20
- Blondeau F., Berche J.-C. (1973). Mesure des paramètres de résistance au cisaillement résiduelle, BLPC 65, 43-48
- Bode R., Dittman W. (1972). Bodenmechanisch Scherparameter – Beitrag zur labormäßigen Ermittlung Rationalisierung im Grundbau, 109-119
- Boehler J.P. (1975). Contribution théorique et expérimentale à l'étude des milieux plastiques anisotropes, thèse d'état, Institut de Mécanique de Grenoble
- Bolton M.D. (1986). The shearing and dilatancy of sands, Geotechnique 35 N° 1, pp. 65-78
- Bouvard D. (1982). Rhéologie de milieux pulvérulents : Etude expérimentale et identification d'une loi de comportement, Dissertation D.I., Institut de Mécanique de Grenoble
- Breinlinger F., Schad H. (1990). Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains, 2<sup>nd</sup> European Specialty conference on Numerical Method in Geotechnical Engineering, Santander
- Breul P., Gourves R. (2001). Reconnaissance géotechnique in situ par couplage de l'endoscopie et de l'essai de pénétration dynamique, 15<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Istanbul, 1, 377-380
- Broms B.B., Casbarian A.O. (1965). Effect of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength, 6 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Montreal vol 1 pp179-183
- Budhu M. (1979). Simple shear deformation of sands, PhD. Thesis, Cambridge
- Budhu M. (1984). Non uniformities imposed by simple shear apparatus, Canadian Geotechnical Journal, vol. 21
- Burland J.B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum memorial Lecture : « Small is beautiful » the stiffness of soils at small strains, Can. Geotech. J., 26, 499-516
- Canepa Y., Depresles D. (1990). Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC (1978-1990) (Laboratoire régional de l'Est parisien) rapport interne, 211 pages
- Carder D., Bush D. (2001). Development and testing of load cell pressuremeter, Proceedings of the institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 149, Issue 3, pp. 141-142
- Cazaciu B. (1996). Comportement des sables en petites et moyennes déformations – Prototypé d'essai torsion compression confinement sur cylindre creux, thèse de doctorat de l'ECP-E NTPE
- CECP (1999/a). Notice du programme d'asservissement de la presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses, 50 pages
- CECP (1999/b). Presse triaxiale pour sols fins - Notice du logiciel de pilotage, 44 pages
- CFMS (1956). Projets de méthodes d'essais des sols et fondations, Annales de l'ITBTP 101 Supplément Sols et Fondations N°21, 370-376
- Chambon G., Corfdir A., Lerat P., Schmittbuhl J. (2002). Essais à l'appareil de cisaillement simple annulaire, Param, Paris, pp. 259-264
- Chehade R., Robinet J.C., Sharour I. (1989). Dilatance et potentiel de liquéfaction dans les essais triaxiaux et de torsion, 12 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Rio de Janeiro pp 29-30

- Cehade R. (1989). Contribution à l'étude du comportement des géomatériaux pulvérulents sous des sollicitations rotationnelles (Réalisation d'un appareil de torsion), Thèse de doctorat à l'Université des Sciences et Technologies de Lille
- Chen W.F., Baladi G.Y. (1985). Soil plasticity, theory and implementation, Developpements in geotechnical engineering, Vol. 38 Elsevier 231 pages
- Clayton C.R.I., Siddique A. (1999). Tube sampling disturbance-forgotten truths and new perspectives, Proc Inst. Civ. Engrs. Geotech. Engng., 137, 127-135
- Collin A. (1846) Landslides in clays
- Cooling L.F., Smith B.A. (1935). The shearing resistance of soils, Journal of the institution of Civil Engineering, vol. 3 pp. 333-343
- Costet J., Sanglerat G. (1969) Cours pratique de mécanique des sols, Eds Dunod, 599 pages
- Crockford W.W., Sousa J. (1992). Hollow cylinder specimen preparation : cohesive materials GTJ, American Society for Testing and Materials ASTM Vol 15 N° 3 pp 271-276
- Dalton J.C.P., Hawkins P.G. (1982). Some measurements of the in-situ stress in a meadow in the cambridgeshire countryside, Ground Engineering vol. 15, N°4, pp.15-23
- Deguillaume R. (1948). Deux appareils d'essais de sol, Travaux, 322-326
- Delmas Ph., Jaeck G., Queyroi D. (1990). Remblais sur sol mou renforcés par géotextiles. Expérimentation de Guiche – A 64, d'après thèse de Kemissa M. à l'ENPC
- Den Haan E.J. (2001). Sample disturbance of a Soft Organic Dutch Clay, rapport GeoDelft mars 2001, 18 pages
- Den Haan E.J. (2003). Sample disturbance of a Soft Organic Oostvaardersplassen Clay, Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds)-2003, pp. 49-55
- Di Benedetto H., Cazacliu B., Boutin C., Doanh T., Touret J.P. (1997). Comportement des sables avec rotation d'axes Nouvel appareil couvrant quatre décades de déformation 14 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Hamburg pp 279-282 Balkema
- Doanh T. (1986). Behaviour of Hostun sand under drained circular stress path, 2<sup>nd</sup> Int. Symp. Of Num. Models in Geomechanics, Ghent, pp. 205-211
- Doanh T., Di Benedetto H., Golcheh Y., Kharchafi M. (1989). Non linear incremental constitutive equation : Application to sands, Proceedings of the international Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive soils, Saada & Bianchini eds., Balkema pp. 255-273
- Dounias G.T., Potts D.M. (1993). Numerical analysis of drained direct and simple shear tests, Journal Geo. Eng. Div., American Society of Civil Engineering ASCE, 119 (12), 1870-1890
- Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.J. (1957). Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity, Transactions of the A.S.C.E., N° 122, pp. 338-346
- Dubreucq T. (1997). Contribution à la modélisation du frottement sable/géotextiles, Rapport de recherche n°1.29.06.6 & 2.24.08.6, Nantes, 12 pages
- Duca V. (2001). Mesures de contraintes totales dans les sols, thèse de doctorat à l'ENPC
- Duncan J.M., Seed H.B. (1966). Anisotropy and stress reorientation in clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceeding of the American Society of Civil Engineering, vol. 92N° SM5 99, pp. 21-50
- Duncan J.M., Seed H.B. (1967). Corrections for strength test data. Journal Geo. Eng. Div., American Society of Civil Engineering ASCE, 93 SM5, 121-137
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev, Mowgli S. (2003). Comportement de sols gonflants à Ouarzazate, 14<sup>ème</sup> congrès africain de mécanique des sols et de géotechnique, Marrakech
- Ergun M.U. (1980). Evaluation of three-dimensional shear testing, 10<sup>th</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng. Stockholm vol. 1

- Faugeras J.-C. (1979). L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique, Thèse de doctorat de 3<sup>ème</sup> cycle, Université Paul Sbatier, Toulouse, 125 pages
- Flavigny E., Magnan D., Muschotti E. (1991). Utilisation d'un "EXPANSOL" pour l'étude des sols gonflants, Proc. X ECMSFE Deformation of soils and displacements of structures, Florence, 87-90
- Foster C.R., Fergus S.M. (1951). Stress distribution in a homogeneous soil, Highway research Board, Research report N°12-F 36 pages
- Frydman S., Alpan I., Zeitlen J.G. (1971). Stress-deformation behavior of sand studied in hollow cylinder and triaxial apparatus 4 Asian CSMFE Bangkok vol. 1 pp 17-23
- Fukushima S., Tatsuoka F. (1982). Deformation and strength of sand in torsional simple shear, Proc. IUTAM Conf. On Deformation and Failure of granular Materials, Delft, pp.371-379
- Garnier J., Haza E., Dubreucq Th. (2002). Shallow foundation on geotextile-reinforced soil: a centrifuge model study International conference on geosynthetics, 7: State of the art. Recent developments, Nice, 22-27 September, 2002. Proceedings, vol. 1, pp 399-402
- Garnier J. (2002). Modèles physiques en géotechnique. Validation de la méthode et exemples d'applications. Revue Française de Géotechnique 2002, no 98, pp 5-28
- Geoffroy H., Di Benedetto H., Sauzéat C., Duttine A. (2002). Deformation characteristics of Hostun sand and Toyoura sand in the quasi-elastic domain. PARAM 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, pp. 275-282
- Geuze E.C.W.A., Tan Tjong-Kie (1952). The mechanical behaviour of clays, Proceeding of 2<sup>o</sup> International Congress on Rheology, Oxford
- Ghionna V., Jamiolkowski M., Lacasse S., Ladd C.C., Lancellotta R., Lunne T. (1983). Evaluation of self-boring pressuremeter, Symp. In situ testing, Paris, 3, pp. 293-301
- Golchech Y. (1986). Etude de sollicitations rotationnelles sur une kaolinite Réalisation d'un appareillage de torsion Thèse de Doctorat ECP
- Green G.E., Reades D.W. (1975). Boundary conditions, anisotropy and sample shape effects on the stress-strain behaviour of sand in triaxial compression and plane strain. Géotechnique vol 25 N° 2 pp. 333-356
- Habib P. (1951). Nouvelles recherches en mécanique des sols, Annales de l'ITBTP pp. 224, Supplément Sols et Fondations N°5, 28 pages
- Habib P. (1953). Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols. 3<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., 1, 131-136
- Habib P., Suklje L. (1954). Étude de la stabilité des fondations sur une couche d'argile d'épaisseur limitée, Annales de l'ITBTP 83, Supplément Sols et Fondations N°15, pp. 1148-1165
- Habib P. (1984). Les surfaces de glissement en Mécanique des Sols, Revue Française de Géotechnique N° 27, pp. 7-24
- Halphen B., Salençon J. (1980). Elasto-plasticité Presse de l'ENPC
- Hayashi S, Ochiai H., Yoshimoto A., Sato K., Kitamura T. (1988). Functions and effects of reinforcing materials in earth reinforcement - International geotechnical symposium on theory and practice of earth reinforcement, pp. 99 – 104
- Haythornthwaite R.M. (1961). Discussion on failure hypotheses of soils, Research Conference on shear Strength of Cohesive Soils, American Society of Civil Engineering, p. 987
- Henkel D.J., Gilbert G.D. (1952). The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples, Géotechnique, 13, pp. 20-29
- Hicher P.Y. (1985). Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques – Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique, Thèse d'état Paris VI



- Hicher P.Y, Lade P.V. (1987). Rotation of principal directions in Ko-consolidated clay, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering ASCE, col. 113, N° 7, paper 21675, July, pp. 774-788
- Hight D.W., Gens A., Symes M.J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils, Géotechnique, 33 (4), 355-383
- Hight D.W., Gens A., Symes M.J. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand, géotechnique, vol. 34(1), pp. 11-27
- Hight D.W. (2000). Sampling effects in soft clay : an update, The 4<sup>th</sup> Int. Geotec. Eng. Conf. Faculty of Engineering , Le Caire, Égypte, 41pages
- Hong W.P., Lade P.V. (1989). Elastoplastic behavior of Ko-consolidated clay in torsion shear tests Soils and foundations vol 29 No 2 pp 127-140
- Hvorslev J. (1936). A ring shearing apparatus for the determination of the shearing resistance and plastic flow of soils, 1<sup>st</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Cambridge, EU, 2, 125-129
- Hvorslev J. (1949). Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes, Rapport, American Society of Civil Engineering ASCE, 521 pages
- Hvorslev J., Kaufman R. (1952). Torsion shear apparatus and testing procedures, Waterways experiment station – Vicksburg Bulletin 38
- Ishibashi I., Sherif M.A. (1974). Soil liquefaction by torsional simple shear device Jour. G.E.D., American Society of Civil Engineering ASCE Vol. 100 N° GT8 pp 871-888
- Ishihara K., Li (1972). Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 12, N° 2 pp. 19-39
- Ishihara K., Yasuda S. (1975). Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation Soils and foundations Vol 15 N° 1 pp 45-59
- Ishihara K., Yoshimine M., Vargas W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand, Soils and Foundations, vol 38, N° 3, pp. 179-188
- ISSMGE (1998). Recommendations of the ISSMGE for geotechnical laboratory testing, (english, deutsch français) Eds DIN et Beuth Verlag Gmbh, 348 pages
- Jamal A.K. (1972). Some experiments on hollow cylinder clay specimens, Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, December bulletin pp. 1-21
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancelotta R. (1985). A new development in field and laboratory testing of soils, Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng. Vol.1, p. 57
- Jardine R.J. (1985). Investigations of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures PhD thesis, Univ. Of London
- Jardine R.J., Potts D.M., ST. John H.D., Hight D.W. (1991). Some practical applications of a non-linear ground model, 10 ECSMFE pp. 223-228
- Jardine R.J., Zdravkovic L., Porovic E. (1997). Anisotropic consolidation including principal stress rotation experiments, results and practical implications 14 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Hamburg pp Balkema
- Jézéquel J.-F. (1968). Essais in situ et fondations sur pieux, LCPC, Bulletin de liaison des LPC, N° 31, pp. 111-124
- Jézéquel J.-F., Pinel M., Ravilly G. (1969). Pénétrömètre électrique à mesure continue. Modification de la pointe pénétrométrique Gouda, BLPC 36, 17-19
- Jézequel J., Touzé J. (1970). Sonde foreuse pressiométrique, Brevet d'invention N°1.596.747, 5 pages
- Jézéquel J., Le Mehauté (1979). Le pressiomètre autoforeur, FAER 1.05.22.8, LRPC St Brieuc, 61 pages

- Joer (1991). 1γ2ε, une nouvelle machine de cisaillement pour l'étude du comportement des milieux granulaires, thèse de doctorat à l'université Joseph Fourier
- Josseume H. (1984). Construction d'une cellule triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses  
Fiche programme 1.06.53.4
- Josseume H., Degny E. (1992). Cahier des charges Presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses Rapport interne
- Ko H.Y., Scott R.F. (1968). Deformation of sand at failure. Journal of the soil mechanics and foundations engineering division A.S.C.E. 94 SM4 pp 863-898
- Karchafi (1988). Contribution à l'étude du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations rotationnelles Thèse de Doctorat ECP
- Kattan A. (1990). Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés Analyse numérique Thèse de Doctorat ENPC
- Khemissa M.(1992). Recherche expérimentales sur les propriétés mécaniques d'une argile molle naturelles (argile de Guiche, vallée de l'Adour) Thèse de Doctorat ENPC
- Kirkpatrick W.M. (1957). The condition of failure for sand 4 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., London vol 1 pp 172-178
- Kjellman W. (1936). Report on an apparatus for consummate investigation of the mechanical properties of soils, 1<sup>st</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Cambridge, EU, 2, pp.16-20
- Kjellman W. (1951). Géotechnique, vol. 2, N° 3
- Kögler F. (1933). Baugrunprufung im Borloch, Der Bauingenieur, Berlin Heft N° 19/20
- Koseki J., Kawakami S., Nagayama H., Sato T. (2000). Change of small strain quasi-elastic deformation properties during undrained cyclic torsional shear and triaxial tests of Toyoura sand Soils and Foundations Vol.40 No.3 pp.101-110
- Kuwano J., Imamura Y., Sakurai M., Oganawa K., Ozaki K. (1994). Simple shear test on sand reinforced by continuous fibers - V Congrès International des Géotextile - 1 - 357-360
- La Gatta (1970) residual strength of clay and clay shales by rotation shear test, Contract Report S-70-5 Harward university
- La Rochelle P. (1967). Membrane drain and area correction in triaxial test on soil sample failing along a single shear plane 3<sup>rd</sup> Pan American CSMFE Venezuela pp 273-293
- La Rochelle P., Sarrailh J., Tavenas F., Roy M., Leroueil S. (1981) Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils, Can. Geotech. J., 18, 52-66
- Ladd, C.C., Bovee R.B., Edgers L., Rixner J.J. (1971). Consolidated-Undrained Plane Strain Shear Tests on Boston Blue Clay. Research in Earth Physics (sponsored by U.S. Army Corps of Engineers), M.I.T. Department of Civil Engineering Research Report R-71-13.
- Lade PV, Duncan J.M., (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil Jour. of Soil Mech. and Found. Div., American Society of Civil Engineering ASCE., 99 (SM10), 793-812
- Lade P.V. (1975). Torsion shear tests on cohesionless soil, 5<sup>th</sup> Panam Conference, Buenos Aires, Argentine vol. 1
- Lade P.V. (1976). Interpretation of torsion shear tests on sand, procceding of 2<sup>nd</sup> international conference on Numerical Methods ion Geomechanics Blackburg U.S.A.
- Lade P.V. (1977/a). Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface, Pergamon Press In corporated, vol. 13, pp. 1019-1035
- Lade P.V. (1977/b). Membrane penetration effects in undrained tests, J.Geot. Engng. Proc. Of the American Society of Civil Engineering, vol. 103, N° GT2
- Lade P.V. (1981). Torsion shear apparatus for soil testing Laboratory shear strength of soil American Society for Testing and Materials 740 pp 145-163
- Lade P.V., Ochiai H. (1983). Three dimensional behaviour of sand with anisotropic fabric, J. of Geot. Engng., American Society of Civil Engineering ASCE vol. 109, N° 10, pp. 1313-1328

- Lambrechts J.R., Rixner J.J. (1980). Comparison of shear strength values derived from laboratory triaxial, borehole shear, and cone penetration tests, American Society for Testing and Materials, STP 740, 551-565
- Lanier J. (1976). Étude expérimentale des lois de comportement en grande déformations à l'aide d'une presse réellement tridimensionnelle, Cahier du groupe français de Rhéologie, vol. 4, N° 2, pp. 53-57
- Lanier J., Zitouni Z. (1986). 3D behaviour of sands : tests performed with the Grenoble true triaxial apparatus. Int. Workshop on constitutive equations for granular non-cohesion soils.
- LCPC (1968). Mode opératoire : Essai triaxial
- Leflaive (1967). Appareil perfectionné de mesures rhéologiques, Brevet d'invention N°1.518.836, 11 pages
- Lerat (1996). Experimental analysis of mobilized friction between sand and reinforcing element using ring simple shear tests, International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96), November 12-14, Fukuoka, Japan
- Leroueil S., Tavenas F., Brucy F., La Rochelle P., Roy M. (1979). Behaviour of destructured natural clays, American Society of Civil Engineering, Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 105(6), pp. 759-778
- Leroueil S., Tavenas F., La Rochelle P., Tremblay M. (1986). Influence of filter paper and leakage on triaxial testing, ASTM. Special Technical Publication; STP 977, Symposium on advanced triaxial testing of soil and rock, Louisville, Kentucky, pp. 189-201
- Levillain (1970). Compte rendu de l'expérimentation du capteur de mesure de la pression totale verticale due aux remblais - 2<sup>ème</sup> prototype, FAER 1.61.01.0, LRPC Angers
- Levillain (1983). Sonde de pression totale autoforeuse, FAER 1.05.22.8, LRPC Angers, 9 pages
- Linderberg J., Koning H.L. (1981). Critical density of sand, Geotechnique 31, N° 2, pp.231-245
- Lo & Morin (1972). Strength anisotropy and time effect of too sensitive clay, Canadian Geotechnical Journal, vol. 9, pp. 261-267
- Lode W. (1926). Versuche über den Einfluss der Mittleren Hauptspannung auf des Fliesen der Metalle Eisen, Kupfer und Nickel, Zeits. für Physik, Vol. 36, p 913
- Lomize G.M., Kravtsov G.I. (1969/a). Field investigations of stress-strain state for loess foundations under axis-symmetrical conditions, Osnavaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, (3)3-6
- Lomize G.M., Kryzhanovsky A.L. Vorontsov E.I. Goldin A.L. (1969/b). Study of deformation and strength of soils under three dimensional state of stress, 7 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Mexico, 257-265
- Lomize G.M., Kryzhanovsky A.L. Petryanin V.F. (1972). Development patterns of the stress-strain state of a sandy foundation bed during two-dimensional deformation, Osnavaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, (1)4-7
- Loret B. (1987/a). Elastoplasticité à simple potentiel. In Manuel de Rhéologie des Géomatériaux Presses de l'ENPC, Paris, 402 pages, pp. 153-187
- Loret B. (1987/b). Application de la théorie des multimécanismes à l'étude du comportement des sols. In Manuel de Rhéologie des Géomatériaux Presses de l'ENPC, Paris, 402 pages, pp. 189-214
- Lunne T., Lacasse S., Rad N.S. (1984). General report : SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in situ testing, 12<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Rio de Janeiro, 2339-2362
- Lutenegger A.J., Hallberg G.R. (1980). Borehole Shear test in geotechnical investigation, American Society for Testing and Materials, STP 740, 566-579

- Maeda Y., Xu G.-L., Uno K., Ochiai H., Sakate M., Sakata T., Ogata T. (1998) A new self boring in-situ friction testing technique, Geotechnical site characterization, Robertson & Mayne, 831-836
- Magnan J-P., Shahanguian S., Josseume H. (1982). Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique RFG n° 20 pp.13-19
- Magnan J.P. (1989). Validation des méthodes de calcul des déformations des sols mous par comparaison avec le comportement des ouvrages, LCPC, Rapport des Laboratoires LPC, N° 39, pp. 47-83
- Marchetti (1975). A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability, In situ measurement of soil properties, American Society of Civil Engineering ASCE, Rayleigh, 231-243
- Matsuoka H., Koyama H. (1985). A constitutive model of sands under cyclic shear stresses, Int. Conf. Soil Mech. found. Engng. San-Fransisco 2
- Meftah K., Magnan J.-P. (1988). Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols. Etat des connaissances, rapport des laboratoire, série géotechnique GT31, 101 pages
- Ménard L. (1955). Pressiomètre, Brevet d'invention N°1.117.983, 3 pages
- Menkiti C.O. (1995). Behaviour of clay and clayey-sand, with particular reference to principal stress rotation PhD Thesis Imperial College of Science University of London
- Mestat Ph. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées Série Géotechnique GT52 193 pages
- Mestat Ph., Reiffsteck Ph. (2002). Modules de déformation en mécanique des sols : définitions, détermination et incertitude, Param, Paris, pp. 393-400
- Miura S., Toki S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand., Soils and Foundations, 22 (1), 58-77
- Miura, K, Toki, S, Miura, S (1986). Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes, Soils and Foundations, vol 26, nr 3, pp. 42-56
- Mohkam (1983). Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous charges cycliques, thèse de doctorat à l'I.M. Grenoble
- Molenkamp F. (1998). Principle of axial shear apparatus, Géotechnique 48, N° 3, pp. 427-431
- Mouratidis A, Magnan J.P. (1983). Modèle elastoplastique anisotrope avec ecrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie, Revue Francaise de Geotechnique N° 25, pp. 55-62
- Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1979). Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastic deformation of soils. Géotechnique, vol. 29(1) pp. 1-34
- Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1981). An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading, Géotechnique, vol. 31(4) pp. 451-469
- Muhs H., Weis K. (1969). Sohlreibung und grenztragfähigkeit unter lotrecht und schräg Belasteten Einzelfundamenten, Mitteilungen der DEGEBO, Berlin, Heft 62, 85 pages
- Naughton P., O'Kelly B. (2003). Development of a new hollow cylinder apparatus for generalised stress path testing, Grounf Engineering july 2003, pp.26-28
- Ochiai, H, Lade, PV (1983). Three-dimensional behavior of sand with anisotropic fabric, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering ASCE, 109 (10), 1313-1328
- Oda (1981). Anisotropic strength of cohesionless sands, J. of Geot. Engng Div. Proc. Of the American Society of Civil Engineering, vol. 107, N° GT9
- Orsi J-P., (1978). L'autoforage et le frottement latéral de pieux. Etude théorique de l'essai à la sonde frottante, Thèse de doctorat ENPC, 167 pages
- Philipponnat G. (1986). Le Phicomètre : essai de cisaillement in situ, Revue Française de Géotechnique, 35, 46-65

- Philipponnat G. (1987/a). Le Phicomètre, analyse de 200 essais de cisaillement in situ, Annales de l'ITBTP, 460, 66-87
- Philipponnat G. (1987/b). Mesure au Phicomètre de la résistance au cisaillement des sols noyés, 9<sup>ème</sup> ECSMFE, Dublin, 75-78
- Piyal M., Magnan J.-P. (1984). Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé, rapport de recherche LPC N°131, 108 pages
- Potts D.M., Dounias G.T., Vaughan P.R. (1987). Finite element analysis of the direct shear box test, Géotechnique 37, n° 1, p. 11-23.
- Poulos H. G., Davis E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics, Series on soil engineering, Eds. John Wiley, New York, 411 pages
- Poulos S.J. (1981). Discussion of soil testing practices, Laboratory shear strength of soil, American Society for Testing and Materials ASTM, STP 740 R.N. Young and F.C. Townsend, pp. 659-666
- Queyroi D., Saint-Amand F., Magnan J.P. (1991). Les remblais d'essai de drains verticaux de l'autoroute A 64 de Guiche (Vallée de l'Adour), LCPC, Bulletin de liaison des LPC, N° 176, pp. 57-72
- Reads D.W., Green G.E. (1976). Independent stress control and triaxial extension tests on sand, Géotechnique 26, N° 4, pp. 551-576
- Reiffsteck Ph. (1998). Cahier des charges, Pilotage en chemin de contrainte avec le logiciel Labview<sup>®</sup>, Rapport interne, CT24, Fiche programme 2.24.32.8, 59 pages
- Reiffsteck Ph., Borel S. (2002). Proposition d'une nouvelle technique d'essai in situ : l'appareil triaxial in situ, Param, Paris, pp. 295-302
- Reiffsteck Ph., Nasreddine K. (2002/a). Cylindre creux et détermination de paramètres de lois de comportement des sols, PARAM 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 303-312.
- Reiffsteck Ph., Nasreddine K. (2002/b). Rotation des contraintes auprès des ouvrages, JNGG Nancy Volume sur cédérom, (8p.)
- Robinet J.C. (1980). Loi rhéologique en écriture incrémentale. Application aux sols et au béton, thèse de doctorat d'état, institut de Mécanique de Grenoble – ENTPE
- Robinet J.C., Golcheh Y., Deffayet M., Fau D. (1983). Appareil de cisaillement des sols par torsion d'un cylindre creux, Groupe Français de Rhéologie, Paris
- Roscoe K.H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples, Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Zurich, Session 2/24, pp.186-191
- Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. (1958). On the yielding of soils Géotechnique 8, N° 1 pp. 22-53
- Roscoe K.H., Schofield A.N., Thurairajah A. (1963). An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils, Laboratory Testing of Soils, STP 361, American Society for Testing and Materials ASTM, Philadelphia, pp. 111-128
- Roscoe K.H., Basett R.H., Cole E.R.L. (1967). Principal axes observed during simple shear of sand; Proceedings of the Geotechnical Conf. Vol.1. pp.231-237
- Rowe P.W. (1969). The relation between shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear, Géotechnique, vol. 19 N° 1, pp. 75-86
- Saada A.S., Baah A.K. (1967). Deformation and failure of a cross anisotropic clay under combined stresses 3<sup>rd</sup> Pan American CSMFE Caracas Venezuela Vol. 1 pp 67-88
- Saada A.S. (1968). A pneumatic computer for testing cross anisotropic materials, American Society for Testing and Materials ASTM, Journal of the Mechanics and Foundations Division, vol. 8(1), pp. 17-23
- Saada A.S., Zamani K.K. (1969). The mechanical behaviour of cross anisotropic clays 7 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Mexico Vol. pp 351-359

- Saada A.S., Ou C.D. (1973). Strain-stress relations and failure of anisotropic clays Jour. SMFD American Society of Civil Engineering, Vol. 99 N° SM12 pp 1091-1111
- Saada A.S., Bianchini G.F. (1975). Strength of one dimensionally consolidated clays Jour. G.E.D. American Society of Civil Engineering Vol. 101 N° GT11 pp 1151-1164
- Saada A.S., Townsed F.C. (1981). Laboratory shear testing of soils, American Society for Testing and Materials, STP 740, R.N. Young and F.C. Townsend, Eds American Society for Testing and Materials ASTM, vol 1, pp. 7-77
- Saada A.S., Fries G., Ker C.C. (1983). An evaluation of laboratory strength testing technics in soil mechanics, soil and found. Vol. 23, N° 2, pp.98-112
- Saada A.S. (1987). Brief discussion on the stress distribution in the simple shear device; Int. Conference on advances in geot. Earthquake Engng ROLA vol.3. pp 911-915
- Saada A.S. (1988). Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations, Advanced triaxial testing of soils and rocks, American Society for Testing and Materials STP977, pp. 766-795
- Sauzéat C., Di Benedetto H., Chau B., Pham Van Bang D. (2003). A rheological model for the viscous behaviour of sand, Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds)- 2003, pp. 1201-1209
- Schofield A., Wroth P. (1968). Critical state soil mechanics Mc Graw Hill London 306 pages
- Shahanguian (1981). Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique des Cubzac-les-Ponts, LCPC, Rapport de recherche LPC, N° 106, 76 pages
- Shirdam R., Faure R.M., Magnan J.P. (1998). Caractérisation des éboulis de pente à l'aide d'une grande boîte de cisaillement. Symposium International : Sols Indures et Roches Tendres. Naples.
- Skempton A.W. (1947). Historical development of the shear box, Imperial College teaching laboratory
- Skempton A.W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique vol 35, N° 1, pp. 3-18
- Stroud, M.A. (1971). The behavior of sands at low stress levels in the simple shear apparatus. PhD thesis. University of Cambridge, UK
- Suklje L., Drnovsek J. (1965). Investigation of the tensile deformability of soils using hollows cylinders 6 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Montreal vol. 1 pp 368-372
- Sutherland H.B., Mesdary M.S. (1969). The influence of the principal intermediate stress on strength of sand, 7<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Mexico, (1), 391-399
- Symes M.J. (1983). Rotation of principal stress in sand, PhD Thesis Imperial College of Science University of London
- Symes M.J., Gens A., Hight D.W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand, Geotechnique 34, N° 1, pp. 11-27
- Symes M.J., Gens A., Hight D.W. (1987). Drained principal stress rotation in saturated sand, Géotechnique vol. 38, N° 1, pp.59-81
- Tani K. (1995). General report : Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests Prefailure deformation of geomaterials, Balkema, 1115-1131
- Tatsuoka F., Muramatsu M., Sasaki T. (1982). Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test, Soil and Found. Vol. 22, N° 2, pp.55-70
- Tatsuoka F., Jardine R.J., Lo Presti D., Di Benedetto H. (1997). Characterising the prefailure deformation properties of geomaterials 14 International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Hambourg pp 1-36

- Tavenas F., Leroueil S. (1977). Effects of stresses and time on yielding of clays, International conference on soil mechanics and foundation engineering, 9, Tokyo, July 1977. Proceedings, Vol. 1 pp. 319-326
- Tavenas F., Leroueil S. (1979). Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles Revue Française de Géotechnique N° 6 pp. 27-49
- Tavenas F., Leroueil S. (1987). Laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clay : state of the art, Proceedings of the Int. Symp. On Geot. Engng. Og Soft Soils, Mexico vol. 2, pp. 3-48
- Tcheng Y. (1957). Quelques recherches de mécanique des sols Fondations superficielles, Annales de l'ITBTP 110, Supplément Sols et Fondations N°25, 137-143
- Tcheng Y. (1977). Modèles hydrauliques de fondations, 9<sup>ème</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engng., Tokyo, (1)769-772
- Timoshenko, Worinonsky-Kreieger (1968). Théorie des plaques et des coques, ed. Béranger, 579 pages
- Towhata I., Ishihara K. (1985/a). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes Soils and foundations Vol. 25 N° 2 pp135-147
- Towhata I., Ishihara K. (1985/b). Shear work and pore water pressure in undrained shear, Soils and foundations Vol 25 N° 3 pp 78-847
- Tsytoovich N.A., Zaretsky Ju.K. (1967). Prediction of settlement rate of structure bases, Izdatelstvo literatury po stroitelstvu, Moscow
- Vaid Y.P., Campanella R.G. (1974). Triaxial and plane strain behavior of natural clay, Journal Geo. Eng. Div., American Society of Civil Engineering ASCE, 100 GT3, 207-224
- Vallé N. (2001). Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine, thèse de doctorat à l'Université de Caen
- Vucetic M., Lacasse S. (1982). Specimen size effect in simple shear test - Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering ASCE, 108 GT12., 1567-1585
- Wong R.K.S., Arthur J.R.F. (1986). Sand sheared by stresses with cyclic variations in direction, Geotechnique, vol. 36 N° 2, pp.215-226
- Wroth C.P., Hughes J.M.O (1973). An instrument of the in situ measurment of the properties of soft clays, Proceedings of the 8<sup>th</sup> I.C.S.M.E.F., Moscow, vol. 1, pp. 487-494
- Yamada Y., Ishihara K. (1979/a). Anisotropic deformation characteristics under 3D stress conditions. Soils and Found., 19 (N°2), 79-94
- Yamada Y., Ishihara K. (1979/b). Anisotropic deformation characteristics under 3D stress conditions. Soils and Found. Vol 15 N°3
- Yong R.N., Silvestri V. (1979). Anisotropic behavior of the sensitive clay, Can. Geotech. J., vol. 16, N° 2, pp. 335-350
- Yoshimi Y., Kishida T. (1993). A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces, GTJ American Society for Testing and Materials ASTM, 16 (3), 296 – 303
- Zdravkovic L. (1996). The stress-strain-strength anisotropy of a granular medium under general stress conditions PhD Thesis Imperial College of Science University of London
- Zdravkovic L. (1997). Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress consitions, Geotechnique vol. 47, N° 3, pp. 407-437
- Zdravkovic L., Jardine R., Porovic E. (1999). Anisotropic consolidation including principal stress axis rotation : experiments, results and practical implications, 14<sup>th</sup> Int. Conf. On Soil Mechanics & Found. Engng., vol. 4, pp. 2165-2168
- Zdravkovic L., Jardine J. (2000). Undrained anisotropy of  $K_0$  consolidated silt, Can. Geotech. J. 37, pp. 178-200

Zdravkovic L., Jardine R. (2001). The effect of anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation, *Geotechnique*, vol. 51, N° 1, pp. 69-83